

Vurdering av drivemetode

Ny tilløpstunnel i Nedre Røssåga

Niklas Marcussen

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2013

Hovedveileder: Amund Bruland, BAT

Medveileder: Pål Drevland Jakobsen, BAT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for bygg, anlegg og transport



Oppgavens tittel: Vurdering av drivemetode - Ny tilløpstunnel i Nedre Røssåga	Dato:		
	Antall sider (inkl. bilag): 116		
Navn: Niklas Marcussen	Masteroppgave	x	Prosjektoppgave
Faglærer/veileder: Pål Drevland Jakobsen og Amund Bruland			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/veiledere:			

Denne oppgaven skal sammenligne og vurdere drivemetodene for tilløpstunnelen i prosjektet. De to aktuelle drivemetodene er konvensjonell boring og sprengning og fullprofilboring. Vurderingen utføres på bakgrunn av kostnader, Byggetid, gjennomføring og sluttresultat.

En viktig del av oppgaven består av å estimere drivetekniske parametere og andre geologiske forhold, slik at beregningsgrunnlaget blir best mulig. Grunnlagsmaterialet til oppgaven er prosjektert med tanke på konvensjonell drift, noe som gir usikkerhet rundt anleggsgjennomføringen ved fullprofilboring.

Geologiske forhold har blitt vurdert ut i fra tilgjengelig informasjon og er generelt noe usikker. Beregningen av tid og kostnad knyttet til drivingen av tunnelen er utført i prognosemodellene Tunsim og Fullprof. Andre beregninger er gjort ved hjelp av andre prognosemodeller utarbeidet ved NTNU.

I beregningene er tunnelen forutsatt 7220 m lang, med to forskjellige tverrsnitt. Tverrsnittene er forutsatt å være 40,7 m² og 50 m², for henholdsvis fullprofilboring og konvensjonell driving. Beregningene for konvensjonell drift tar utgangspunkt i driving med to stuffer fra Tullavbekken, mens ved fullprofilboring antas det driving fra inntaket og nordover mot kraftstasjonen.

Stikkord:

1. Konvensjonell drift
2. Fullprofilboring
3. Tilløpstunnel
4. Geologi

(sign.)

Forord

Denne masteroppgaven omhandler vurdering av drivemetode for ny tilløpstunnel i Nedre Røssåga kraftverk. Oppgaven er obligatorisk i avsluttende semesteret ved NTNU, institutt for bygg, anlegg og transport.

Jeg vil rette en stor takk til min veileder Pål Drevland Jakobsen som har hjulpet meg med spørsmål knyttet til oppgaven. Jeg vil også takke Professor Amund Bruland for å skaffe grunnlagsmateriale til oppgaven.

Trondheim Juni 2013

Niklas Marcussen

Sammendrag

Kraftverket Nedre Røssåga har hatt en lang driftsperiode, og består av eldre aggregat. I 2010 ble det besluttet å oppgradere anlegget med blant annet en ny tilløpstunnel parallelt med den eksisterende. Lengden på tilløpstunnelen er prosjektert til 7800 m. Drivemetoden i prosjektet er allerede bestemt, og for første gang siden 90-tallet skal det benyttes fullprofilboring i Norge. Denne oppgaven skal vurdere drivemetodene konvensjonell driving og fullprofilboring på bakgrunn av kostnad, byggetid, gjennomføring og forventet resultat. Hovedfokuset i oppgaven er på inndrift og kostnader.

En viktig del av oppgaven består av å estimere drivetekniske parametere og andre geologiske forhold, slik at beregningsgrunnlaget blir best mulig. Grunnlagsmaterialet til oppgaven er prosjektert med tanke på konvensjonell drift, noe som gir usikkerhet rundt anleggsgjennomføringen ved fullprofilboring. Geologiske forhold har blitt vurdert ut i fra tilgjengelig informasjon og er generelt noe usikker. Beregningen av tid og kostnad knyttet til drivingen av tunnelen er utført i prognosemodellene Tunsim og Fullprof. Andre beregninger er gjort ved hjelp av andre prognosemodeller utarbeidet ved NTNU.

I beregningene er tunnelen forutsatt 7220 m lang, med to forskjellige tverrsnitt. Tverrsnittene er forutsatt å være 40,7 m² og 50 m², for henholdsvis fullprofilboring og konvensjonell driving. Beregningene for konvensjonell drift tar utgangspunkt i driving med to stuffer fra Tullavbekken, mens ved fullprofilboring antas det driving fra inntaket og nordover mot kraftstasjonen. Resultatet av beregningene er som følger:

	Konvensjonell drift	Fullprofilboring
Byggetid	55,31 uker	69,2 uker
Kostnad	126 495 967 kr	156 044 504 kr

Resultatene viser at konvensjonell drift både har lavest kostnader og kortest byggetid. Tunnel skal blir brukt som vannføringstunnel og det bør derfor legges stor vekt på sluttproduktet. Merkostnaden ved fullprofilboring kan bli utjevnet av fremtidig inntjening over prosjektets levetid. Det er ikke tatt hensyn til fremtidige inntekter i vurderingen. Tilløpstunnelen er kun en del av prosjektet, og det er ikke vurdert i hvilke konsekvenser drivemetodene har for resten av prosjektet. Ut i fra kriteriene er konvensjonell drift vurdert som den best egnede drivemetoden.

Abstract

Nedre Røssåga power plant has been in operation for a long period, and consist of outdated generators. In 2010 it was decided to perform an extensive upgrade on the power plant, including new water tunnels. It is already decided that the tunnelling method in the project is going to be full face boring, for the first time in Norway since the 90s. This report will evaluate tunnelling method based upon cost, construction time, implementation and project result. Costs and construction time will the main focus in this report.

An important task in this report consists of estimating geological parameters and factors, so that the basis of calculations will be sufficient. Basic material for this report is designed for drill and blast tunnelling. This makes the whole execution of full face boring hard to predict. Geological conditions are assessed upon available information about the project, and are somewhat uncertain. The calculations of costs and construction time are made in simulation tools called Tunsim and Fullprof. Other calculations are made according to forecasting models developed at NTNU.

The tunnel length is assumed to be 7220 m, but with two different cross sections. Cross sections are assumed to be 50 m² and 40,7 m² for respectively drill and blast and full face boring. Calculations for drill and blast is based on two operational faces in each direction from Tullavbekken. In full-face excavation I assume excavation from the inlet and towards the hydropower station. Results of the calculations are shown under:

	Drill and Blast	TBM
Construction time	55,31 weeks	69,2 weeks
costs	126 495 967 NOK	156 044 504 NOK

The Results show that drill and blast is both faster and cheaper than full-face excavation. Because this is a hydropower project, I also have to emphasis on the finished result in addition to costs and construction time. The additional costs with full-face excavation can be equalized with future income over the operational lifespan. This water tunnel is just a part of the whole project, and other consequences related to tunnelling method are not considered. Based on assessment criterias, drill and blast is considered most suitable for this tunnel.

Innhold

1	INNLEDNING	1
1.1	BAKGRUNN FOR OPPGAVEN	1
1.2	OPPGAVEN	1
1.3	GRUNNLAGSMATERIALE	2
1.4	BEGRENSNINGER I OPPGAVEN	2
2	METODE	3
2.1	ANVENDT METODE I OPPGAVEN	3
2.1.1	INNHENTING AV INFORMASJON	3
2.1.2	KILDEKRITIKK	4
2.2	KVANTITATIV METODE	4
2.3	FEILKILDER	5
3	KONVENSJONELL DRIFT	7
3.1	FREMGANGSMÅTE	7
3.2	MULIGHETER MED KONVENSJONELL DRIVING I NEDRE RØSSÅGA	10
3.3	OM NTNUS PROGNOSEMODELL FOR BORVERKTØY OG SPRENGTE MODELLER	11
4	FULLPROFILBORING	13
4.1	ULIKE MASKINTYPER	13
4.2	BOREPROSESSEN	14
4.3	ÅPEN TBM	16
	ÅPEN TBM	16
4.4	MULIGHETER OG BEGRENSNINGER VED BRUK AV TBM FOR VANNTUNNELER	18
4.5	NTNUS PROGNOSEMODELL FOR FULLPROFILBORING	19
4.5.1	BRUTTO INNDRIFT	19
4.5.2	NETTO FREMDRIFTSHASTIGHET	20
4.5.3	MASKINUTNYTTELSE	21
5	DRIVETEKNISKE PARAMETERE - TEORI	25
5.1	TESTMETODER	25
5.2	BORBARHET	26
5.2.1	BORSYNK (DRI)	27
5.2.2	KUTTERSLETASJE (CLI)	28
5.2.3	BWI	29
5.2.4	VICKERS HARDNESS NUMBER ROCK, VHNR	30
5.3	SPRENGBARHET	30
5.4	BORBARHETENS INNVIRKNING PÅ KUTTERSLETASJE	32
6	NEDRE RØSSÅGA KRAFTVERK	33
6.1	BAKGRUNN FOR UTVIDELSE AV EKSISTERENDE KRAFTVERK	33
6.2	GEOLOGI	33
6.2.1	GEOLOGISK OVERSIKT	33
6.2.2	ERFARINGER FRA BYGGINGEN AV DEN EKSISTERENDE TILLØPSTUNNELEN	34
6.2.3	FORVENTEDE BERGKLASSER OG SIKRINGSOMFANG	36
6.3	BESTEMMELSER AV DRIVETEKNISKE PARAMETERE	40
6.3.2	OPPSPREKKINGSGRAD	41
6.3.3	BORSYNK – DRI	43
6.3.4	KUTTERLEVETID – CLI (CUTTER LIFE INDEX)	44

6.3.5	SLITEEVNE - VICKERS HARDNESS NUMBER ROCK	45
6.3.6	SPRENGBARHET – SPR	46
6.3.7	KVARTSINNHOOLD	46
6.3.8	PORØSITET	46
6.4	HYDROGEOLOGI	47
6.5	TRASE	47
6.6	GJENNOMFØRING	47
6.7	KONTUR	48
6.8	MASSETRANSPORT	49
6.9	USIKKERHET	50
7	FELLES KOSTNADER OG PARAMETERE FOR BEGGE DRIVEMETODENE	51
7.1	INNTAKSKONSTRUKSJONEN OG OVERGANG TIL ADKOMSTTUNNEL MOT KRAFTSTASJONEN (KOSTNADER UNNTATT BEREGNINGENE)	51
7.2	MASSETRANSPORT OG TEKNISKE INSTALLASJONER	51
8	KONVENSJONELL DRIVING AV TUNNEL	53
8.1	TUNNELDATA	53
8.1.1	TVERRSNITT	53
8.1.2	LENGDEPROFIL	54
8.1.4	DRIFT AV TUNNEL	54
8.1.5	MØTENISJER I TVERRSLAGET	54
8.1.6	ARBEIDSGJENNOMFØRING	54
8.2	BYGGETID	55
8.2.1	RIGGING	55
8.2.2	TVERRSLAG FRA TULLAVBEKKEN	55
8.2.3	SIKRING	56
8.2.4	TOTAL BYGGETID	58
8.3	KOSTNADER VED KONVENSJONELL DRIFT	60
8.3.1	TVERRSLAG	61
8.3.2	DRIVEKOSTNADER	61
8.3.3	SIKRINGSKOSTNADER	62
8.3.4	RIGG- OG DRIFTSKOSTNADER	63
8.3.5	UFORUTSETTE KOSTNADER	63
8.3.6	ADMINISTRATIVE KOSTNADER	63
8.3.7	TOTALE KOSTNADER	64
9	FULLPROFILBORING AV TUNNELEN	65
9.1	TBM	65
9.1.1	MASKINTYPE	65
9.1.2	MASKINDATA	65
9.2	BYGGETID	65
9.2.1	MONTERING OG OPPSTART	65
9.2.2	TID TIL BORING	66
9.2.3	SIKRING	66
9.2.4	DEMONTERING OG UTKJØRING	66
9.2.5	BYGGETID FULLPROFILBORING	67
9.3	KOSTNADER FULLPROFILBORING	67
9.3.1	OPPSTARTSTUNNEL	67
9.3.2	DRIVEKOSTNADER	68
9.3.3	SIKRING	68
9.3.4	MASSETRANSPORT	68

9.3.5	RIGG- OG DRIFTSKOSTNADER	68
9.3.5	UFORUTSETTE KOSTNADER	68
9.3.6	ADMINISTRATIVE KOSTNADER	68
9.3.7	RENTEKOSTNADER	69
9.3.8	TOTALE KOSTNADER	69
10	SENSITIVTETSANALYSE	71
10.1	ENDRINGER I BERGKLASSEANDELEN	71
10.2	ENDRINGER I DRIVETEKNISKE PARAMETERE	72
10.3	IKKE-KVANTIFISERTE FORHOLD	73
11	SAMMENSTILLING OG DRØFTING AV RESULTATER	75
11.1	BYGGETIDEN	75
11.2	BYGGEKOSTNAD	76
11.3	ANDRE FAKTORER	77
12	KONKLUSJON	79
13	VIDERE ARBEID	81
	LITTERATURLISTE	83

Vedlegg 1: Oppgavetekst

Vedlegg 2: Ingeniørgeologisk rapport

1 Innledning

1.1 Bakgrunn for oppgaven

Vannkraftverket Nedre Røssåga ble bygget i årene 1948-1954, og satt i drift år 1955 med 4 aggregat. I 1958 ble ytterligere 2 aggregat installert og kraftverket har hatt aggregatene drift siden den gang. På grunn av den lange brukstiden behøvde kraftverket en grundig rehabilitering. I 2010 besluttet Statkraft å rehabilitere 3 av de eksisterende aggregatene. Videre ble det arbeidet med to mulige alternativer, hvor den ene var å bygge en ny kraftstasjon i fjell med nytt aggregat og tilhørende vanntunneler. Valget falt senere på dette alternativet.

Tunneldrift i Norge har de siste tiårene foregått ved konvensjonell boring og sprengning, men 15. November 2012 ble det bestemt at drivemetoden for Nedre Røssåga skal være fullprofilboring.

Grunnlaget for valget av oppgave ble lagt i forbindelse med fordypningsprosjektet høsten 2012. Oppgaven omhandlet fremdriftshastighet ved fullprofilboring, og førte til at jeg ville fortsette arbeidet med fullprofilboring i et reelt prosjekt. Valget falt på Nedre Røssåga siden dette prosjektet skal benytte fullprofilboring som drivemetode og det er veldig aktuelt å vurdere drivemetodene for prosjektet.

Tittelen på oppgaven er: "Vurdering av drivemetode for ny tilløpstunnel i Nedre Røssåga".

1.2 Oppgaven

Denne oppgaven skal sammenligne og vurdere drivemetodene for tilløpstunnelen i prosjektet. De to aktuelle drivemetodene er konvensjonell boring og sprengning og fullprofilboring. Vurderingen utføres på bakgrunn av kostnader, inndrift, gjennomføring og sluttresultat. Av dette er de viktigste vurderingskriteriene kostnader og byggetid, og en stor del av oppgaven dreier om beregning av disse. Beregningen av kostnader og inndrift, bygger på geologiske og maskinelle forhold. En viktig del av oppgaven er derfor å estimere geologiske forhold og drivetekniske parametere. Med geologiske forhold menes bergmassens kvalitet, som har stor innvirkning på sikringsomfanget og gjennomføringen av prosjektet. De drivetekniske parameterene omhandler bergmassens borbarehet og slitasjeegenskaper. Dette har stor innvirkning på resultatene ved fullprofilboring. Nøyaktigheten i estimatet av parameterene avhenger av grunnlagsmaterialet og kvaliteten på antagelsene.

Massetransport ut av tunnelportalen er inkludert i beregningen, men videre transport av massene er ikke beregnet da det er uklart hvor de aktuelle deponiene er plassert.

1.3 Grunnlagsmateriale

Grunnlagsmaterialet for oppgaven består av anbudsdocumentene utarbeidet av Statkraft og Norconsult. Det eksisterer ellers svært lite litteratur om prosjektet. Den ingeniørgeologiske rapporten beskriver grovt den forventede geologien i tunneltraseen. Rapporten er laget på bakgrunn av tidligere erfaringer og en kortvarig forundersøkelse. Sammenlignet med en full geologisk forundersøkelse, er den ingeniørgeologiske rapporten mangelfull. Tallverdien for drivetekniske parametere er bestemt på bakgrunn av tidligere observerte verdier for de ulike bergartene. Det er gjennomført noen målinger i nærheten av Røssåga, og disse er etterstrebet brukt i oppgaven.

I oppgaven har jeg benyttet Tunsim og Fullprof til beregning av drivekostnader og byggetid. Ved tilleggsberegninger av arbeid som ikke inngår i drivekostnadene, er det benyttet prognosemodeller utarbeidet ved NTNU. Prognosene er utarbeidet på forskjellige tidspunkt, og forbedringer i moderne utstyr eller produksjonsmetoder er forsøkt utjevnet.

1.4 Begrensninger i oppgaven

Anbudsdokumentenes omfang og kvalitet gir rom for tolkning i oppgaven. Det er foretatt flere forenklinger og antagelser i oppgaven, hvor grunnlagsmaterialet har vært utydelig eller litteraturen har vært mangelfull. I beregningene er det foretatt forenklinger rundt inntaket, drivlengden på tilløpstunnelen, massetransport og sikringsomfang. Det er noe usikkerhet rundt beregningen av sikringsomfanget, men det finnes lite eksakt litteratur om temaet. Avgrensningene ventes å ha lik innvirkning ved begge drivemetodene, og skal ikke gi konsekvenser for vurderingen.

Lengden på tilløpstunnelen er opprinnelig 7800 m, men beregningene tar utgangspunkt i 7220 m. Bakgrunnen for lengden er forenklinger knyttet til inntaket og eventuelle tverrslag fra adkomsttunnelen.

Maskin parameterene er bestemt på bakgrunn av det som kan karakteriseres "state of the art" og tilgjengelig informasjon. De antatte maskinspesifikasjonene kan derfor avvike noe fra virkelige spesifikasjoner. Sikringskostnadene for injeksjon og sprøytebetongribber er ikke inkludert i beregningene. Kostnadsnivået i beregningene er gitt for August 2012. Bakgrunnen for dette er at kostnadsindeksen kun gjelder til og med August 2012.

2 Metode

I dette kapitlet vil det bli gjennomgått hvordan informasjon har blitt hentet inn og vurdert ut i fra reliabilitet.

Det finnes to hovedformer for metodisk tilnærming, kvalitativ og kvantitativ metoder. Den kvantitative metoden er tallbasert informasjon med stor grad av etterprøvbarhet, mens den kvalitative metoden er tekstlig informasjon med helhetsforståelse som mål [31]. Valget av forskningsmetode avhenger av problemstillingen.

Ut i fra problemstillingen er det i denne oppgaven lagt vekt på kvantitativ metode. Målet med oppgaven er å velge drivemetode av tilløpstunnelen i Nedre Røssåga. Valggrunnlaget er hovedsakelig bygget rundt beregninger, altså tallbasert informasjon. En mindre del av oppgaven baserer seg på tekstlig informasjon, så oppgaven består av kvalitativ metode. Kort fortalt har jeg brukt den kvalitative fremgangsmåten som et grunnlag for bruken av den kvantitative.

2.1 Anvendt metode i oppgaven

2.1.1 Innhenting av informasjon

En kvalitativ metode ble gjennomført før arbeidet med rapporten startet. Hovedsakelig var jeg interessert i å finne informasjon rundt drivemetodene og generelt om vanntunneler. Under innhenting ble det fokusert på å finne rapporter, artikler, eller bøker av god faglig kvalitet.

Litteratursøket foregikk hovedsakelig gjennom to kanaler:

- Litteratur fra biblioteket
- Litteratursøk på internett

Litteratur fra biblioteket

Den viktigste litteraturen for oppgaven, er rapportene og avhandlingene utarbeidet ved NTNU. Prognosemodellene tunsim og fullprof bygger på dette arbeidet. I tillegg gir rapportene en innføring i teamet og prognosemodeller for tidsforbruk og kostnader forbundet med øvrig arbeid.

Litteratursøk på internett

Hensikten bak litteratursøket var å finne spesifikk informasjon om enkelt emner og å skaffe en oversikt over tilgjengelig, relevant litteratur. Store deler av oppgaven er basert på prognosemodeller utviklet ved NTNU, og litteratursøket på internett var hovedsakelig etter supplerende informasjon. Videre i oppgaven ble informasjon hentet fra forskjellige fagsider rundt temaet. De aktuelle

fagsidene har vært NFF, Statens Vegvesen og Jernbaneverket. Informasjon om temaet fra disse nettsidene har bidratt til å bedre forståelsen av oppgaven.

2.1.2 Kildekritikk

Under hele oppgaveprosessen har jeg lagt stor vekt på kvalitetssikring av kilder. Litteraturen i oppgaven stammer fra fagmiljøene rundt NTNU og har vært revidert flere ganger gjennom årene. Erfaringstallene anses å være gode, spesielt for beregning av byggetid ved konvensjonell drift. Beregningene for fullprofilboring anses å være usikre på bakgrunn av grunnlagsmaterialet og geologiens innvirkning på resultatene. Sammenlignet med konvensjonell drift, har drivetekniske parametere stor innvirkning på resultatene og byggetid spesielt.

Ved innhenting av informasjon fra fagsider har jeg behandlet dette som troverdige og sikre kilder. Forfatterne for slike nettsider innehar ofte stor kompetanse, og artiklene må godkjennes av eksterne fagpersoner. Under litteratursøk på internett er det en større utfordring å kvalitetssikre kildene. For kildene som er tatt med i oppgaven har jeg lagt vekt på forfatternes bakgrunn og tilknytning. Artiklene i oppgaven er alle forfattet av anerkjente fagpersoner med flere publiseringer.

2.2 Kvantitativ metode

Masteroppgaven er et case-studie av Nedre Røssåga kraftverk, hvor valg av drivemetode skal vurderes ut i fra kriteriene som er lagt til grunn. De viktigste kriteriene består hovedsakelig av byggetid og kostnader som beregnes i programmene Tunsim og Fullprof. Prognosemodellene Tunsim og Fullprof er utviklet ved NTNU, og er basert på erfaringstall. Modellene er benyttet ved beregninger av kostnader knyttet til drivingen av tunnelen, men for å kunne gi et bedre kostnadsbilde er utført tilleggsberegninger for massetransport og sikring. Grunnlaget for tilleggsberegningene er rapporter og doktorgradsavhandlinger, disse baserer seg på samme erfaringstallene som prognosemodellene.

Grunnlagsmaterialet for oppgaven består av anbudsdokumentene fra Statkraft. Prosjektet er prosjektert med tanke på konvensjonell drift som drivemetode. Dette gir noe usikkerhet rundt gjennomføringen ved eventuell fullprofilboring, og jeg har stått fritt til å bestemme denne selv. Siden oppgaven går ut på å sette drivemetodene opp mot hverandre har jeg lagt stor vekt på at sammenligningsgrunnlaget skal være tilnærmet likt.

Svakheten med metoden i oppgaven er det mangelfull grunnlagsmateriale. For å oppnå et godt resultat med metoden må parameterene i modellen være gode. I denne oppgaven er det knyttet usikkerhet rundt parameterene, og dette hefter resultatene i hele oppgaven.

2.3 Feilkilder

Kvaliteten på litteratur benyttet i oppgaven anses som god. Litteraturen innenfor temaet består av både generell og spesifikk informasjon. En stor andel av litteratur er basert på empirisk innhenting av data, som kan være utdatert. Produktivitetmålingene er utført i tid hvor anleggsmaskinene var annerledes enn i dag. Økningen i produktivitet er forsøkt korrigert i oppgaven, men det er usikkert hvordan prognosene samsvarer med virkeligheten. En annen feilkilde ved prognosemodellene er at den baserer seg på svært detaljert og ofte tallbasert data. Grunnlagsmaterialet gir kun en kort og generell omtale av de ulike parameterene. Den tallbaserte dataen krever ofte laboratorietester og er mer detaljert sammenlignet med grunnlagsmaterialet i oppgaven.

3 Konvensjonell drift

3.1 Fremgangsmåte

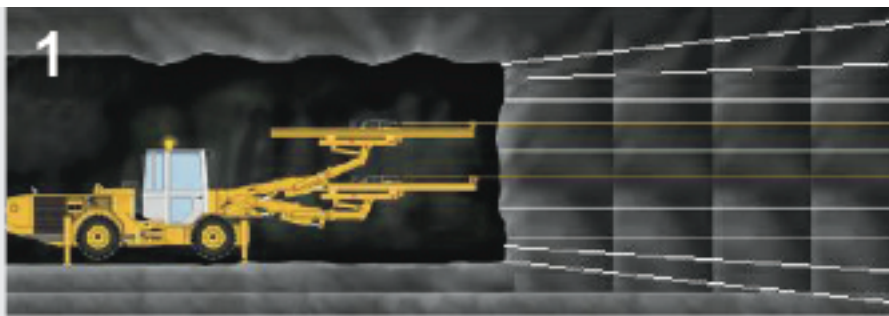
Konvensjonell boring og sprengning er en potensielt rask og fleksibel metode å drive tunneler og har vært tilnærmet enerådende i Norge siden midten av 90-tallet. Drivetiden ved konvensjonell drift avhenger av stoffens lengde og bergmassens stabilitet. Den totale lengden av hver stoff er gitt av tunnelens lengde, tverrslagetets plassering og antallet stuffer. Dette gir muligheter for å tilpasse driften etter forholdene, og styre fremdriften opp mot kapitalkostnad.

Syklus og fremgangsmåte ved konvensjonell drift

Konvensjonell drift kan ses på som en sykliske prosess med boring, ladning, sprengning, uttransportering av masser og sikring. I noen tilfeller, hvor det er behov for å begrense vanninntrengning i tunnelen utføres det forinjeksjon med mikrosegment eller kjemikalier.

Arbeid foran stoff

Sonderboring gjennomføres med jevne mellomrom, avhengig av lengden som bores. Dette gjøres for å kartlegge bergmassen foran stoff. Spesielt er sonderboring viktig ved driving mot svakhetssoner for å kunne bestemme svakhetssonens omfang og eventuelle tiltak. Hvis det sonderboringen avdekkes dårlig bergmasse eller svakhetssoner kan det bli aktuelt å bolte foran stoff. Forbolting utføres når hengen forventes å kollapse rett etter at salven har gått av. De ulike tiltakene er beskrevet i kapitlet sikringsomfang.



Figur 3.1: Arbeid foran stoff [7]

Forinjeksjon benyttes primært for å tette berget mot vanninntrengning, men den har også en stabiliserende effekt i bergmasser med dårlige sprekkeforhold. For Nedre Røssåga vil krav til vanninntrengning være dimensjonert ut i fra akseptable arbeidsforhold og HMS, eller ut i fra overdekningen på steder hvor denne er lav. Injeksjon vil derfor ikke benyttes i samme grad som for veg- eller jernbanetunneler.

Forinjeksjon utføres ved at man først borer hull rundt hele tverrsnittet, samt midt i. Lengden på hullene varierer fra 18-24 m avhengig av salvelengden,

helningen og kravet om 6-10 m overlapp. En spesiell sementblanding eller kjemikalier blir injisert i borehullene under høyt trykk, slik at sprekken i kontakt med borehullene blir fylt opp av injeksjonsmassen. Dette skaper en vanntett omsluttende kjegle, kalt injeksjonsskjerm uten åpne sprekker. Denne injeksjonsskjermen holder vannet vekk fra tunneltverrsnittet [32].

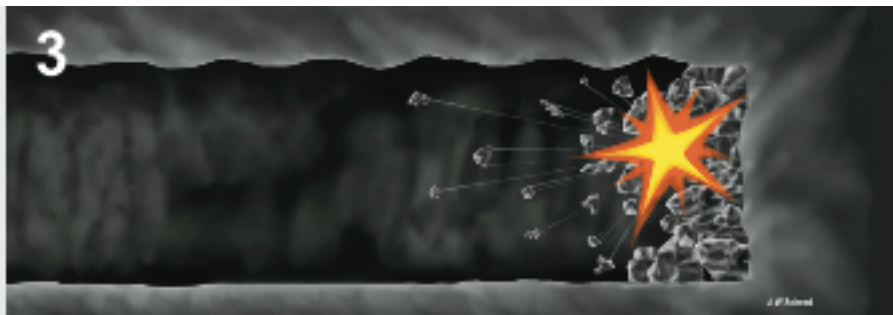
Boring og ladning



Figur 3.2: boring på stoff

Lengden som bores avhenger av planlagt salvelengde og underboring. Salvelengden ved driving under normale bergforhold er ca. 5m, men i partier med dårlig bergmasse reduseres denne for å oppnå mindre rystelser og å unngå lang usikret heng. Antallet hull som bores avhenger av fjellets sprengbarhet, tunnelens tverrsnitt og krav til kontur. Når boringen er ferdig utført, lades hullene med sprengstoff og kobles til tennere. Type sprengstoff og tennere avhenger av resultatkrav og ytre forhold.

Sprengning og ventilasjon



Figur 3.3:Salve og utlufting

Før tunnelsalven sprenges, deles salven opp i ulike forsinkelsestider for å unngå at hele salven går av samtidig. Ved å dele opp salven, minimeres rystelsene på det omsluttende berget. Etter at salven er sprengt må sprenggassene ventileres ut av tunnelen før arbeidet kan fortsette. Ventilasjonsanlegget har i oppgave å tynne ut sprenggassene og å luft ut tunnelen. For at dette skal skje så effektivt som mulig, må ventilasjonsanlegget ha tilstrekkelig kapasitet.

Etter utlufting følger i de fleste norske tunnelprosjekter, ”byggherrens halvtime”. Dette skal sikre tilstrekkelig evaluering av bergmassens beskaffenhet, og at sikkerhet ikke skal gå på akkord med inndrift.

Utlasting



Figur 3.4 Utlasting av sprengt masse

Utlasting av salven foregår etter sprengning. Dumperen transporterer massene ut av tunnelen og over på mer egnede kjøretøy, alt etter hvordan fremkommeligheten til deponiet er. Ved deponi nær anleggsvei eller ved tunnelåpningen, vil ikke massene blir overført fra dumperen til andre kjøretøy.

Rensk og sikring



Figur 3.5: Rensk etter salven

Løst fjell eller farlige blokker pigges vekk med en hydraulisk hammer. Etter den maskinelle rensken følger en manuell spettrensk fra korg av fagpersonell. En viktig del av arbeidet under den manuelle rensken er å gjøre seg kjent med fjellforholdene slik at sikringsomfanget blir tilpasset omgivelsene. Før syklusen starter på nytt med den neste salven, sikres hengen med minimum en midlertidig sikring bestående av sprøytebetong og bolter.

Det som skiller syklusene gjennom et tunnelprosjekt er behovet for forinjeksjon og forbolting. Dette vil kun i spesielle tilfeller, gjelde for hele tunnelen og har stor innvirkning på inndriften hvor dette utføres. Under gode fjellforhold, uten bruk av tung sikring eller injeksjon og få arbeidsrestriksjoner, kan et skift klare 5 m på en syklus.

Annet arbeid som ikke foregår på stoff kan utføres samtidig som drivingen pågår, som såfremt det ikke er til hindring for arbeid på stoff. Ventilasjonssystemer, innredning, utbedring av kjørebane og frost- og vannsikring er arbeid som skal utføres før tunnelen regnes som ferdigstilt. Ved fordeling av ressurser til utførelse av disse arbeidene kan det tas hensyn til fremdriften til hvert tverrslag, slik at driften utlignes.

3.2 Muligheter med konvensjonell driving i Nedre Røssåga

En fordel med konvensjonell driving av Nedre Røssåga ligger metodens fleksibilitet. Tilpasningsmulighetene er store når det gjelder sikring, bergmasse, stabilitetsproblemer og inndrift. Metoden kan modifiseres eller endres under hele driveperioden ved endringer i salvelengde, sprengstofftype og -mengde samt det er enklere å utføre sikringsarbeid foran stoff. Konvensjonell drift er vesentlig mindre påvirket av geologien sammenlignet med fullprofilboring. Maskinen velges ut i fra tilgjengelig informasjon fra forundersøkelsene og modifikasjonsmulighetene er begrenset.

Under drivingen av den eksisterende tilløpstunnelen ble det tatt i bruk totalt fire tverrslag. Jeg har tatt utgangspunkt i kun et tverrslag i denne oppgaven, men inndriftspotensialet er stort hvis det drives fra flere angrepspunkter. Driving med kun to stuffer kan begrunnes med forventningene om stabilt god bergmasse, muligheter for kontinuerlig driving i to skift og anleggsgjennomføring. I motsetning til fullprofilboring, krever ikke konvensjonell drift spesielt store oppstartskostnader. Det kreves en borerigg per stoff, noe som har en betydelig lavere investeringskostnad sammenlignet med en TBM.

Konturkvaliteten vil gi utfordring med tanke på bornøyaktighet og tilpasning til geologien. Dette er omtalt grundigere i kapittel 7.6.

Tunnelgeologien består av bergarter med middels borbarehet og stedvis høy slitasje på borverktøyet. Kvartsrike og harde bergarter har potensialet til å redusere inndriften ved fullprofilboring betraktelig. Konvensjonell drift er lite følsomt overfor hardt fjell så lenge bergmassen er stabil og det ikke kreves sikring foran stoff. Salvelengden forholder seg likt gjennom partier uten nevneverdige svakhetssoner, derfor vil ikke fremdriften påvirkes.

Det eksisterer i dag et pukkverk like ved Tullavbekken hvor det kanskje kunne vært aktuelt transporter massene. Fordelen med utsprengt masse er at den kan brukes i produksjon av pukk slik at ikke alt må deponeres.

3.3 Om NTNUs Prognosemodell for borverktøy og sprengte modeller

Prognosemodellen utviklet ved NTNU, og baseres på erfaringstall fra flere prosjekter gjennom mange år. Den ble for første gang publisert 1 1975, og modellen jeg benytter er den 6. i rekken. Beregningsprogrammet Tunsim er excel-basert, og går gjennom stegene i modellen ut i fra valgte forutsetninger.

Beregningene av kostnader og inndrift tar utgangspunkt i syklusen for konvensjonell drift. Modellen deler syklusen i fire deler [24]

1. Boring, lading og sprengning
2. Ventilasjon
3. Lasting og uttransportering av masser
4. Rensk og sikring

Del 1 og 3 består av tre ulike kategorier tidsbruk:

- Fast tapt tid

Fast tap av tid er definert som alt uproduktivt arbeid som utføres i hver syklus. Fast tidsbruk er uavhengig av mengden arbeid som skal utføres.

- Driftstid

Driftstid er tidsbruk knyttet til produksjon som boring eller lasting. Tidsforbruket varierer ut i fra utførelsesmetode, men er tilnærmet proporsjonalt med mengden arbeid som skal utføres ved valgt utførelsesmetode.

- Tilfeldig tapt tid

Tilfeldig tapt tid omfatter uforutsette forsinkelser som maskinelle feil, personlig tapt tid og uforutsette hendelser.

4 Fullprofilboring

I dette kapitlet vil jeg gi en kort oversikt over ulike maskintyper som finnes i dag, samt en kort oversikt over de viktigste aspektene ved fullprofilboring. Jeg omtaler kun de vanligste maskintypene. Til slutt i kapitlet vil jeg gi en mer inngående beskrivelse av den aktuelle maskinen valgt i prosjektet.

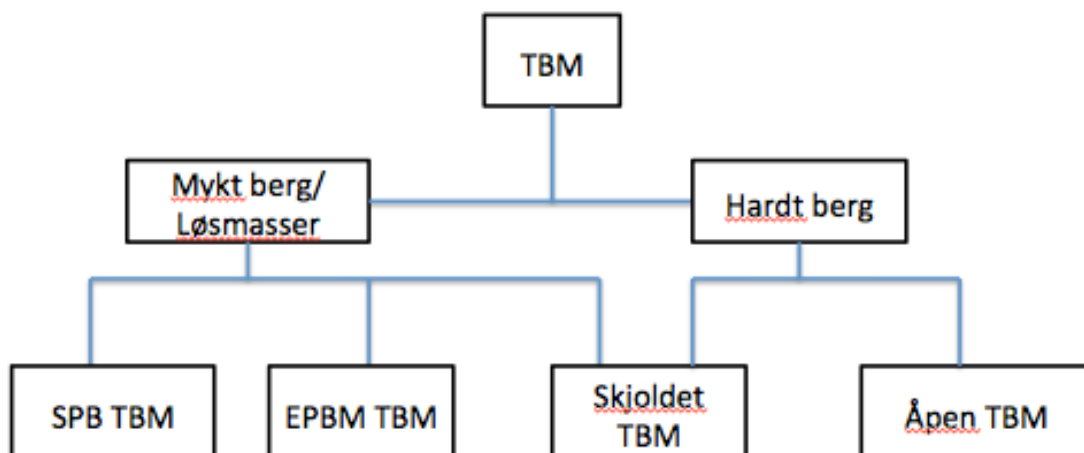
4.1 Ulike maskintyper

Det finnes i dag flere ulike typer TBM som er spesielt egnet for en type grunnforhold. For å oppnå en optimal fremdriftshastighet må man velge riktig TBM for det spesifikke prosjektet. Valget av TBM vil være avhengig av geologiske forhold over hele strekningen, og spesielt ugunstige partier.

Generelt bør disse påstandene ligge til grunn for valg av TBM, fritt etter Barla og Pelizza [1].

- Skjoldet TBM vil ha et større bruksområde enn åpne TBMer
- Forskjellen mellom de to typene vil øke ved økende diameter
- Åpen TBM med dobbelt-gripere er mer sensitiv overfor ustabile grunnforhold enn skjold TBM som benytter enkelt-gripere.
- Valget mellom dobbel- eller enkeltskjold TBM avhenger av nødvendigheten av betongelementer rundt tunnellingingen.
- Maskiner som har riktig oppsett og design, vil kunne takle de fleste grunnforhold.

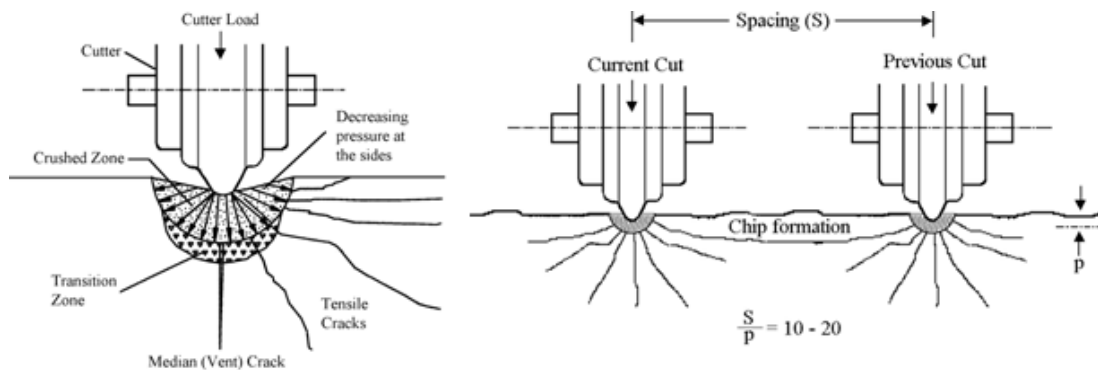
Maskintypene kan deles opp på to ulike måter, enten etter fremdriftssystem eller bergmassens karakteristikk. Nedenfor har jeg valgt vise en oversikt over hvilke maskiner som er tilpasset ulike geologiske forhold (se figur 4.1).



Figur 4.1: Enkel oversikt over bruksområde for de forskjellige TBM typene

4.2 Boreprosessen

Fullprofilboring er en form for roterende, knusende boring, der borhodet presses med stor kraft mot stoffen samtidig som det roterer [13]. Kuttereggen initierer en sideveis rissdannelse i berget og en avskalling vil oppstå når tilstrekkelig store riss fra to kutterspor møtes (figur 4.2).



Figur 4.2: Rissdannelse mellom kuttersporene [3]

For å opprettholde en kontinuerlig knusende boreprosess, må maskinen ha på plass fire systemer:

- System for boring
- System for generering av matekraft
- System for stabilisering av bergmassen
- System for uttransportering av masser

Videre følger en kort beskrivelse av de ulike systemene og hvilke forskjellige metoder som benyttes.

System for boring

Det finnes to ulike typer kutterverktøy for fullprofilboring, kuttere og skrapere. Rullende kuttere er beregnet for bruk i hardt berg og består av en fritt roterende skive belagt med en ring av strekt stål. Skrapere er beregnet til bruk i mykere bergarter eller løsmasser, og minner litt om en tradisjonell hakke i utseende. Skraperne består av sterkt stål, og har i oppgave å meisle eller grave ut berget.

Felles for begge typer kutterverktøy, er at de sitter fastmontert i et kutterhodet. Kutterhodet sikrer en jevn påført kraft på stoffen og låser sporene til kutterverktøyet.

System for generering av matekraft

Matekraften blir generert gjennom et stempel som presser kutterhodet mot stoffen. Stemplet har en gitt steglengde, og når denne er fullstendig utskjøvet må maskinen spennes opp mot fjellet slik at stemplet kan trekkes tilbake og maskinen kan skyves mot det utborede rommet.

Fremdriften kan foregå ved to ulike metoder, hvor den ene går ut på å sette støttearmene direkte mot konturen. Denne maskintypen går under kategorien gripper-TBM. Den andre kategorien, skjoldet TBM, skyver støttearmene mot en tunnelling bestående av betongelemerter istedenfor direkte på konturen. Dette gir en maskin som kan drive gjennom dårlig bergmasse, men som også til dels er avhengig av en kontinuerlig utplassering av betongelemerter. Enkeltskjold TBM har kun dette systemet, mens dobbeltskjold kan drive både med og uten tunnelling av betongelemerter.

System for stabilisering av bergmassen

Tunnelen må sikres etter driving for arbeidernes og brukernes sikkerhet. Som nevnt over, benytter enkeltskjold TBM en kontinuerlig tunnelling av betongelemerter til å skape fremdrift. For denne typen maskin vil dette fungere både som midlertidig og permanent sikring, og gir en effektiv sikringsinstallering i dårlig bergmasse. I tillegg vil skjoldet kunne beskytte arbeiderne mot nedfall av blokker. En enkeltskjold TBM er utviklet til å takle oppsprukket bergmasse med lav selvbærende kapasitet [6]

En gripper TBM har ikke mulighet til å montere prefabrikerte betongelemerter i tunnelling, og sikring forløper nesten som for konvensjonell drift. En mer inngående forklaring er skrevet i neste delkapittel.

En dobbeltskjold TBM kan kategoriseres som en kombinasjon av de to nevnte maskintypene siden den kan drive både med og uten betongelemerter avhengig av bergmassen beskaffenhet. Den skiller seg fra en enkeltskjold TBM med at den har et teleskopisk skjold istedenfor et enkelt fast skjold, og det er dette som muliggjør driving uten betongelemerter. I tillegg til bergmassens beskaffenhet, avhenger valget av drivemodus av krav til levetid, bruk og sikkerhet.

En vanntunnel stiller små krav til permanent sikring sammenlignet med samferdselstunneler, og det er unødvendig å fore tunnelen med betongelemerter.

Bergmassen i dette prosjektet virker relativt god ut i fra den ingeniørgeologiske undersøkelsen, og det er valgt en åpen TBM til drivingen av denne tunnelen.

Uttransportering av masser

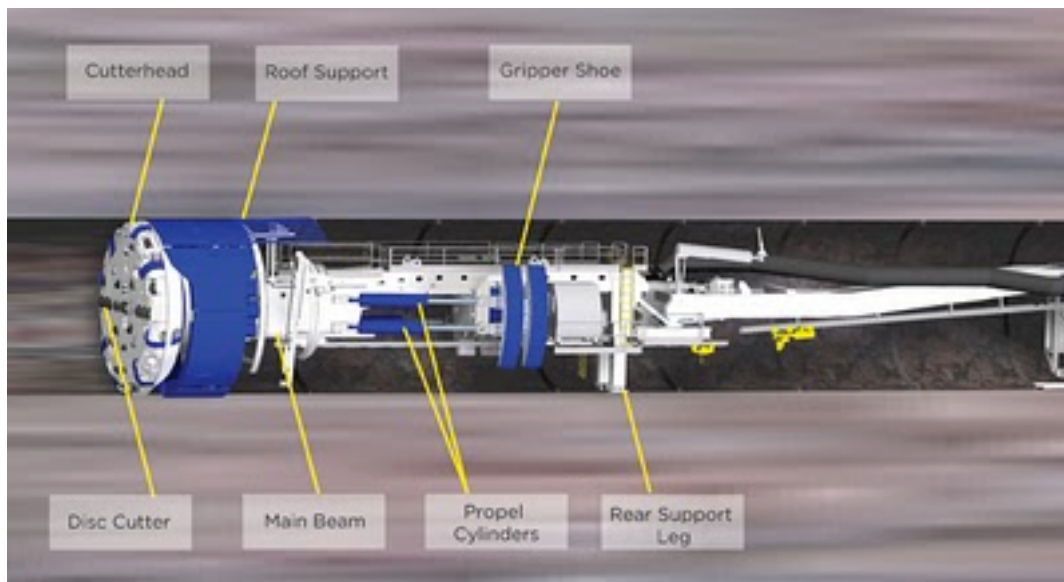
Borkakset som følge av drivingen må transporteres ut av tunnelen og videre til et egnet deponi. Uttransporteringen starter med et transportbånd like bak kutterhodet, og videre til enden av bak-riggen. Massetransporten ut av tunnelen kan foregå ved enten en fortsettelse av transportbåndet, sporbundet uttransportering eller utkjøring. Valg av metode avhenger av lengden på tunnelen, nødvendig kapasitet og tidsavhengighet. Ved driving vil man oppleve varierende fremdriftshastighet, og det må tas hensyn til både maksimal og midlere inndrift ved dimensjonering av systemet. Det vil i noen tilfeller ikke være lønnsomt å dimensjonere uttransportering i henhold til maksimal fremdriftshastighet hvis denne bare opptrer i korte partier.

4.3 Åpen TBM

Entreprenør Leonard Nilsen og sønner har valgt en "Hard Rock" TBM fra Robbins. Denne maskinen har en diameter på 7,23m og egner seg spesielt godt i hard bergmasse som kan sikres med tradisjonelle sikringsmetoder.

Åpen TBM

Åpen TBM er spesielt utviklet for driving gjennom hardt berg med stabile grunnforhold og lav oppsprekking [5]. Fremdriften foregår ved hjelp av hydrauliske gripere som presses inn mot tunnelkonturen, for så å skyve kutterhodet mot fjellet. En åpen TBM vil være den maskinen som har høyest fremdriftspotensiale i hardt berg.



Figur 4.3: Tegning av en Robbins main beam TBM [33]

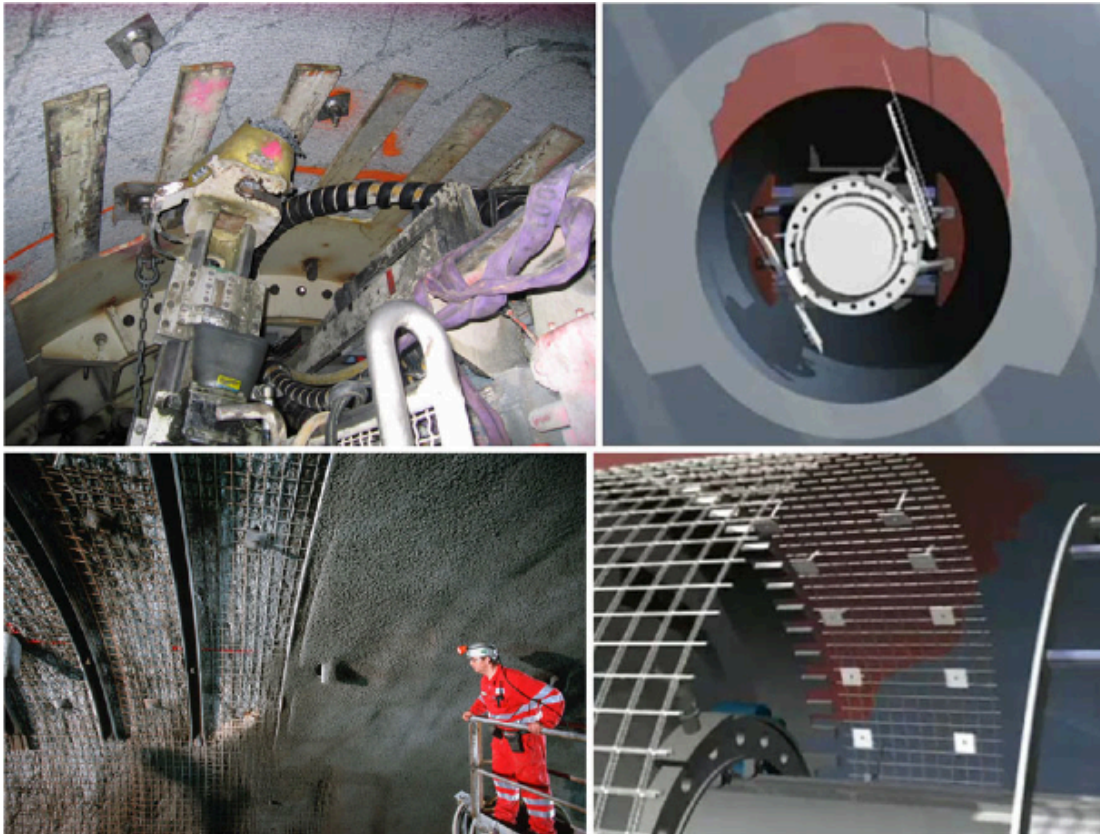
Figur 4.3 viser hvordan en åpen TBM kan se ut, med et fingerskjold rett bak kutterhodet for å beskytte arbeiderne og maskinen mot nedfall av blokker

Noen aspekter ved driving med åpen TBM minner mye om konvensjonell boring og sprengning. Fri tilgang til konturen tillater sikring rett bak stoff og bruk av tradisjonelle sikringsmetoder som sprøytebetong og bolting. Bruk av sprøytebetong rett bak stoff vil utgjøre en HMS risiko for arbeiderne, og vil kunne gjøre skade på maskinen. I tillegg vil tiden som går med til å rigge opp- og ned utstyret, gi betydelig driftsstans [2] Bruken av sprøytebetong rett bak stoff bør derfor begrenses til tilfeller med dårlig bergmasse. Ved god til middels bergmasse vil sprøytebetong bli påført i back-up området.

Sikringsforløpet kan deles opp i to, en midlertidig sikring kan monteres rett bak stoff, og en permanent, tyngre sikring lengre bak. Dette gir en mer fleksibel maskin som i større grad kan tilpasses etter situasjonen så lenge forholdene er

gode. En tyngre sikring installeres ved driving gjennom dårlige bergmasser, tilsvarende klasse 3 og 4 (se ingeniørgeologiske vurderinger), og gjelder bare for deler av tunnelen.

Den midlertidige sikringen har som oppgave å hindre nedfall av blokker og består ofte av en kombinasjon av systematisk bolting, stål-nett og sprøytebetong. Ved vanskelig forhold kan det også monteres tyngre sikring som armerte sprøytebetongbure/ringer (figur 4.4).



Figur 4.4: Sikringsmetoder bak kutterhodet [2]

Andre fordeler ved å benytte en åpen TBM er at den gir fritt rom til sonderboring og sikring foran stuff. Dette kan også utføres ved driving med andre typer TBM gjennom hull i skjoldet, men åpningen rundt hele maskinen sikrer god tilgjengelighet og fleksibilitet.

Ulempen med en åpen TBM kommer frem i partier med tett oppsprukket bergmasse. Her vil mangelen på et beskyttende skjold kunne føre til skade på både personell og maskin. Tradisjonell sikring er også vanskeligere under denne typen forhold. Ved tett oppsprukket bergmasse eller myke bergarter, kan det oppstå store problemer hvis kraften fra griperne er større enn sideveggenes kapasitet.

4.4 Muligheter og begrensninger ved bruk av TBM for vanntunneler

Fullprofilboring gir åpenbare fordeler ved driving av vanntunneler på grunn av mindre overflateruhet. Den relativt glatte konturen sørger for minimalt med falltap, og tverrsnittet kan reduseres til 2/3 av tilsvarende tverrsnitt, drevet med boring og sprengning [10]. I dette prosjektet er tverrsnittet redusert til ca. 80% av prosjektert tverrsnitt med konvensjonell drift. Dette gir tilsvarende mindre uttransportering av masser.

Fullprofilboring gir lite rystelser på berget rundt tunnelen, noe som er gunstig på omkringliggende berg. Sprengning gir store rystelser på omsluttende bergmasse, og kan forandre sprekkesystemet og sprekkeforholdene. Lite rystelser kan gi et mindre sikringsomfang i tunnelen, og stabilitetsproblemer under driving reduseres.

Det er knyttet en del risiko forbundet med geologien i dette prosjektet. En stor del av de geologiske forundersøkelsene er basert på tidligere erfaringer og som nevnt i kapittel 6, er det forventet hyppig veksling mellom ulike bergarter. Sammenlignet med konvensjonell drift er fullprofilboring mer påvirket av geologien. En ugunstig sone med mye kvartsitt eller dårlig glimmergneis kan påvirke fremdriften eller sikringsomfanget i stor grad. Ugunstige forhold for driften, som dårlig og ustabil bergmasse eller veldig hardt berg av god kvalitet, vil det ofte føre til større konsekvenser for fullprofilboring enn for konvensjonell drift (Barla pelizza). Det er valgt en åpen TBM for boring i hardt fjell. Denne gir god fremdrift i hardt berg gitt gode bergforhold og lite bruk av tung sikring.

Fleksibiliteten til en TBM må karakteriseres som lav sammenlignet med konvensjonell drift. Maskintypen blir bestemt basert på de geologiske forundersøkelser og har begrensede muligheter for forandringer. Lange partier med til dels ustabil eller myk bergmasse kan gi problemer hvis griperne påfører større kraft enn sideveggenes kapasitet. I denne tunnelen kan partiene med glimmergneis gi dette problemet, hvis bergmassen er oppsprukket. Fleksibiliteten gjelder også tilgjengeligheten til nye deler. Ofte vil leverandøren garantere for kort leveringstid for hovedkomponenter eller komponenter som er utsatt for stor slitasje. En TBM består av et stort antall komponenter og selv om det er liten sannsynlighet for feil ved mange av komponentene, kan dette oppstå.

4.5 NTNUs prognosemodell for fullprofilboring

Prognosemodellen for inndrift og kostnader er utviklet ved NTNU/SINTEF, og basert på empirisk data fra tunneldrift i Norge. I dette delkapitlet vil jeg beskrive de viktigste beregningene i modellen. Delkapitlet er basert på serien "Hard rock tunnelboring" [14],[15],[16],[17],[18],[19],[20].

Penetrasjonsrate

Modellen for å beregne penetrasjonsraten baseres ut i fra penetrasjonskurven vist i figur 4.5. Denne penetrasjonskurven er utarbeidet etter tester gjennomført i tunneler drevet med TBM. Penetrasjonskurven viser nødvendig kraft (M_1) per omdreining, som kreves for en penetrasjons på 1 mm. Koeffisienten b , beskriver effekten av endring i påført kraft.

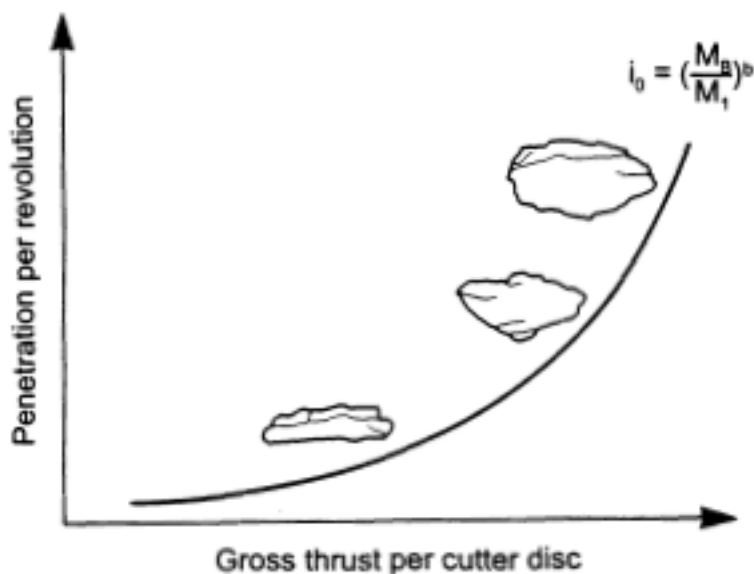


Figure 4.5: Penetrasjonskurven [16]

Et tilsvarende system som for penetrasjonsraten finnes også for slitasjemodellen. Den tar utgangspunkt i tidsavhengig slitasje på kutterringer og en forringelse av kvaliteten. Slitasjemodellen er basert på feltmålinger og loggføring over bytte av kutterne i forhold til geologien for sonen det drives igjennom.

4.5.1 Brutto Inndrift

Inndrift for TBM er avhengig av både fjellets egenskaper og maskinelle faktorer. Tabell 4.1 viser aktuelle parametere som bestemmer grunnlaget for å beregne inndrift [13]

Geologiske egenskaper	Maskinparametere
<ul style="list-style-type: none"> • Oppsprekking • Borsynkindeks, DRI • Sliteevne, CLI • Porøsitet 	<ul style="list-style-type: none"> • Matekraft • Omdreiningstall, RPM • Kutteravstand • Kutterstørrelse og -form • Installert effekt

Tabell 4.0-1: Oversikt over parametere som påvirker inndriften (PR-94)

For en god og nøyaktig estimering må inndata for parameterene i tabellen ovenfor være bestemt.

Jeg har valgt å gi en nærmere beskrivelse av borbarhet i kapittel 5, mens oppsprekking og porøsitet vil bli omtalt under kapitlet geologi. Maskinparametere er kort omtalt i beregningskapitlet.

Den spesifikke formelen for å beregne inndriften består av tre komponenter som alle, til en viss grad, går over i hverandre.

$$AR = PR \times u \times T$$

PR = Netto fremdriftshastighet

U = Maskinutnyttelse

T = Antall arbeidstimer i perioden

I denne delen av oppgaven vil gå nærmere inn på hva som ligger bak begrepene netto fremdriftshastighet og maskinutnyttelse. Dette vil senere bli brukt da inndriften blir beregnet.

4.5.2 Netto Fremdriftshastighet

Fremdriftshastighet er et tall på momentan inndrift, eller inndrift per tid over en lengre tidsperiode eksklusiv driftsstopp. Ved beregning av inndrift over tunnallengden vil jeg bruke den gjennomsnittlige inndriften for hver enkelt sone.

Den netto fremdriften for driving med TBM avhenger de samme geologiske og maskinelle parametere som for brutto inndrift unntatt kutterslitasje. Kutterslitasjen innvirker kun på maskinutnyttelsen i form av hyppighet av kutterbytter.

Ved vanlig boring i fjell vil netto fremdriftshastighet være en veldig aktuell parameter siden den viser hvor raskt det kan bores i fjellet. Ved fullprofilboring derimot vil dette være mindre relevant, siden lengdene som skal bores vil være veldig lange sammenlignet med vanlig boring. På grunn av en lang tunnel vil vi oppleve hyppige skifter i geologien og en stor andel nedetid.

Netto penetrasjonsrate, eller momentan inndrift, er en funksjon av penetrasjonsdybde og omdreiningshastighet.

$$I = i_0 \times RPM \times \left(\frac{60}{1000}\right) \quad (\text{m/h})$$

Kutternes inntrengning, benevnt i_0 , i bergmassen er grunnlaget for sprekkdannelsen som fører til avskalling. Inntrengningen beregnes ut i fra kutterdiameter, midlere sporavstand og ekvivalent matekraft (M_{ekv}).

$$i_0 = \left(\frac{M_{ekv}}{M_1}\right)^b$$

M_1 er et tall på nødvendig matekraft for å oppnå en inntrengning på 1mm per omdreining. Både penetrasjonskoeffisienten b , og nødvendig matekraft opptrer som en funksjon av k_{ekv} .

Oppsprekkingsgrad

Fjellets oppsprekkingsgrad er den viktigste inndriftsparameteren ved fullprofilboring. Oppsprekkingsgrad er definert som stikk eller sprekker med meget liten eller ingen skjærfasthet langs svakhetsflatene [13]. Den omfatter kontinuerlige sprekker (sp) som kan følges rundt hele tunnelprofilen. Sprekkene kan være åpne eller fylt med leire eller svake mineraler. Stikk (st) omfatter ikke-kontinuerlige sprekker som bare delvis kan følges rundt tunnelprofilen, med fylte sprekker av lav fasthet, og foliasjon [18]. Den potensiell fremdriftshastigheten øker ved synkende avstand mellom stikk eller sprekker.

I tillegg til det som er nevnt ovenfor er oppsprekkingen avhengig av romvinkelen mellom tunnelakse og svakhetsflater, og oppsprekkingsgraden. Bergmassens samlede oppsprekkingsfaktor for fullprofilboring, inneholder korreksjonsfaktorer for DRI og porøsitet, og kan uttrykkes ved formelen:

$$K_{ekv} = K_{s-tot} \times k_{dri} \times k_{por}$$

Diagram over de ulike koeffisientene finnes "Hard rock tunnel boring vol. 3" av Amund Bruland [16].

4.5.3 Maskinutnyttelse

Fullprofilboring kan ses på som en tilnærmet syklisk prosess, hvor fordelingen av tidsforbruk avhenger av flere ytre betingelser. Ved konstante ytre betingelser vil fordelingen av tidsforbruket være tilnærmet konstant. Formlene er hentet fra [16].

Maskinutnyttelsen er et tall på andel tid som går med til boring i forhold til total tid brukt, og kan uttrykkes på følgende måte:

$$u = \frac{T_b \times 100}{T_b + T_t + T_c + T_{tbm} + T_{bak} + T_a} \%$$

De ulike faktorene kan beregnes ut i fra kjennskap til geologi og maskinparametere.

T_b : Total boretid.

$$T_b = \frac{1000}{I} \text{ (h/km)}$$

Total boretid avhenger av gjennomsnittet av netto penetrasjonsrate (I_n) over tunnallengden. Beregninger av netto penetrasjonsrate er vist senere i kapitlet.

T_t : Regripping.

$$T_t = \frac{1000 \times t_{tak}}{60 \times l_s} \text{ (h/km)}$$

hvor:

l_s = Maskinens steglengde

t_{tak} = Tid brukt per re – grip

Som formelen viser er tiden som går med til regripping avhengig av steglengden og tid brukt per re-grip. Steglengden er gitt ut i fra maskinens spesifikasjoner, og er derfor konstant. Tid per re-grip vil avhenge av flere typer ytre betingelser som gripemekansime, diameter på kutterhodet, boring i kurver og steglengde.

T_c : Inspeksjon og bytte av kuttere

$$T_c = \frac{1000 \times t_c}{60 \times H_h \times I_n} \text{ (h/km)}$$

t_c = Tid per bytte av kutter

H_h = Levetiden for kutterringen

Tiden som brukes til inspeksjon og bytte av kuttere vil variere med størrelsen og type kuttere, levetiden til kutterringen og netto penetrasjon.

Den totale tiden dette utgjør vil avhenge av flere faktorer enn det som fremkommer av denne formelen. Tiden som går med til inspeksjon og bytte av kutterne vil endre seg under ugunstige forhold. Stor vanninntrengning, høye temperaturer og ustabil bergmasse er eksempler på slike ugunstige forhold. Av

andre forhold vil jeg nevne borbarheten som en viktig faktor for total tidsbruk for denne aktiviteten. Bytte av kuttere vil foregå hyppigere ved boring i bergmasse med dårlig borbarhet og med innhold av slipende mineraler. H_h tar hensyn til borbarheten, men den økte tiden som går med til inspeksjon av kutterne er ikke tatt med. Tiden, t_c , vil variere med antallet kuttere som byttes ut per runde. Enhetstiden for et kutterbytte vil øke, hvis ku et lavt antall kuttere byttes ut.

T_{tbm} : Reperasjon og service av TBM

Tidsforbruket til reperasjon og service vil variere for hvert enkelt prosjekt, avhengig av geologi og plan for vedlikehold. Ved anslag for det totale tidsforbruket ved reperasjon og service, vil langvarige stopp holdes utenfor. Dette bør evalueres ut i fra geologien langs tunneltraseen og hyppighet av alvorlige, tekniske feil.

T_{bak} : Reperasjon og service av bakriggen

Det totale tidstapet som følge av reperasjon og service av bakriggen vil variere for ulike maskindiametre og valg av system til massetransport.

T_a : Diverse

Tiden som går tapt til diverse er fordelt på mange kategorier som alle kan gi eller gir mindre tap av tid.

- Installasjon av sikring under gode bergforhold, som kan utføres mens boring pågår.
- Ventetid forbundet med transport av masser
- Bygging og vedlikehold ved massetransport
- Kartlegging og oppmåling
- Etablering og vedlikehold av vanntilførsel, ventilasjon og tilførsel av elektrisitet.
- Renhold av TBM og bakriggen.
- Annet, f.eks bytte av mannskap, tilfeldig tidstap og lignende.

Fordeling av tidsforbruk innen denne kategorien vil variere for hvert enkelt prosjekt, men vi vil anta at det totale tidsforbruket vil følge observerte verdier fra tidligere prosjekter.

4.5.4 Maskin Parametere og maskinens påvirkning

Maskin parametere er sammen med geologi, hovedkomponentene som må være på plass for å kunne bestemme inndrift for fullprofilboring. De viktigste maskin

parameterene med tanke på inndrift er matekraft og omdreiningshastighet. Disse parameterene vil gi direkte utslag på netto netto inndrift, og kan estimeres med god nøyaktighet sammenlignet med geologiske parametere. Som nevnt tidligere, er ikke netto inndrift et representativt mål for hele tunnelen. Utnyttelsesgraden i et prosjekt er også sterkt avhengig av maskinens soliditet

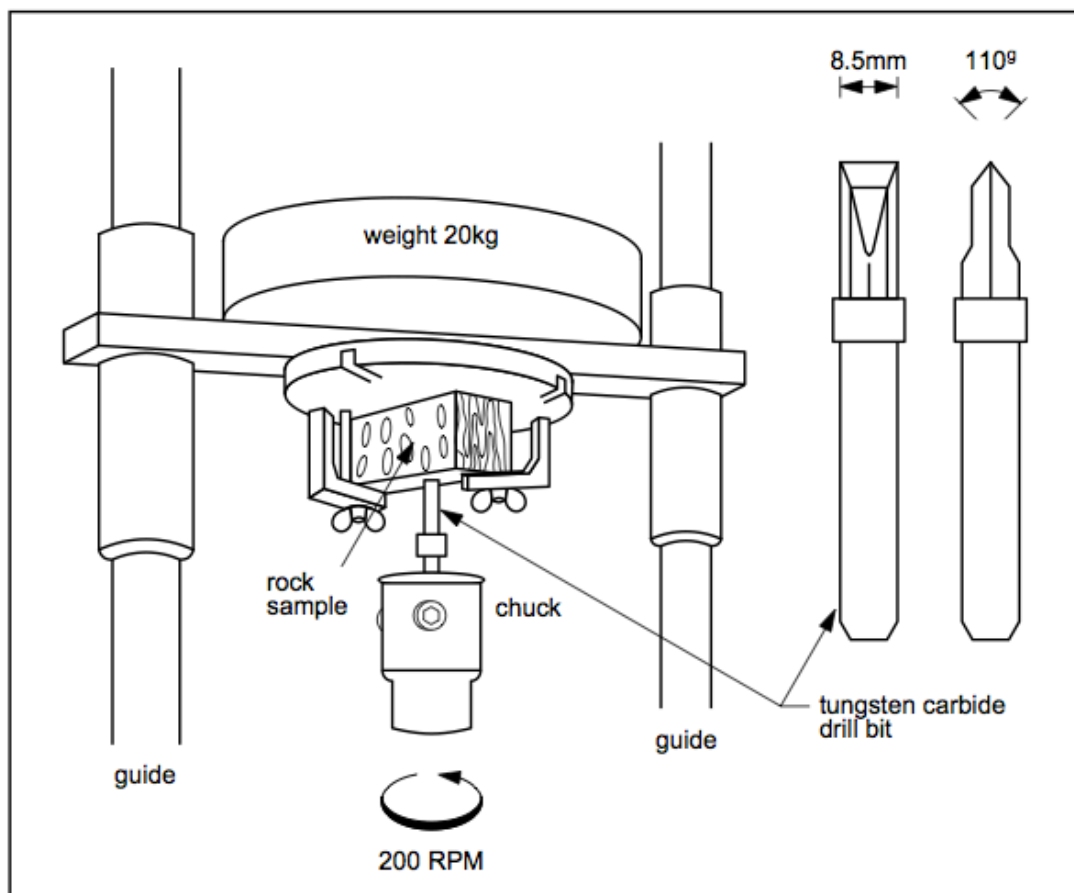
5 Drivetekniske parametere - Teori

Drivetekniske parametere er grunnlaget for estimering av både kostnader og inndrift i tunnelen. Dette kapitlet tar for seg teori rundt de viktigste drivetekniske parameterene som Borsynk (DRI), kutterslitasje (CLI) og borslitasje (BWI). Sprengbarhet (SPR) er også inkludert under drivetekniske parametere. Grunnlagsmaterialet for dette kapitlet er hentet fra PR 13A-98, [21]

5.1 Testmetoder

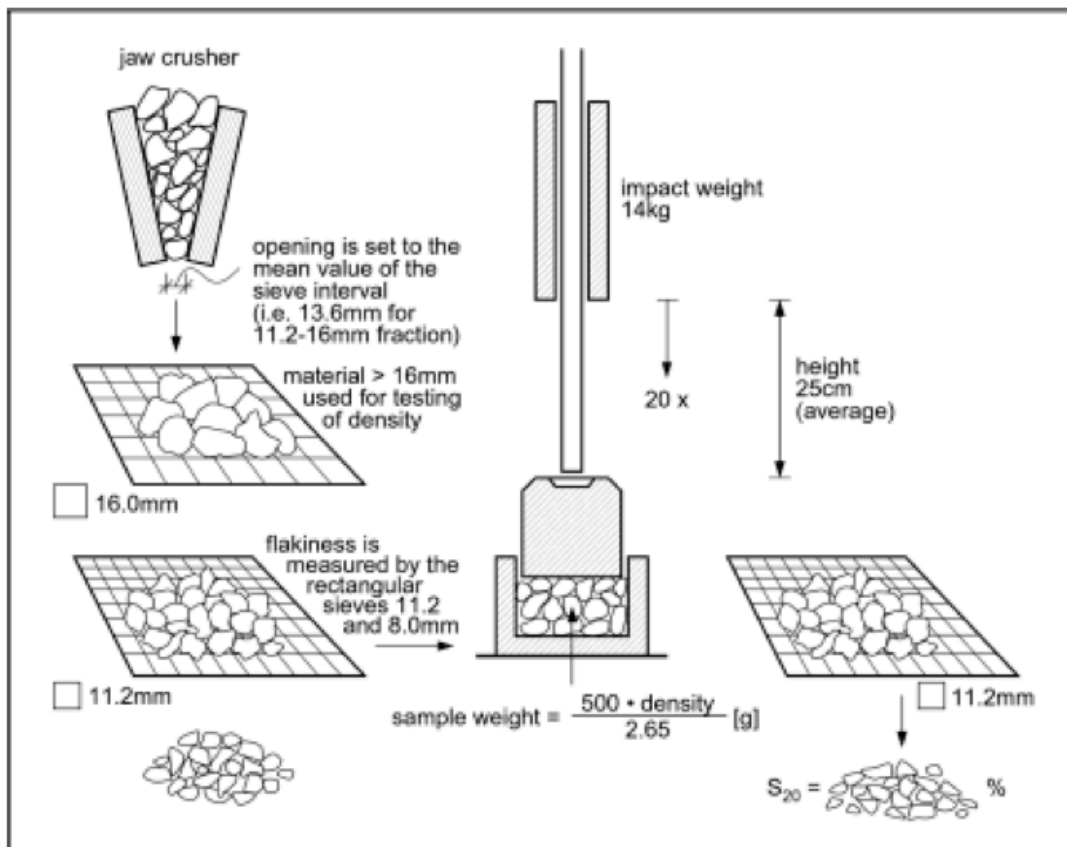
Grunnlaget for å kunne bestemme korrekte verdier av drivetekniske parameterene kommer fra laborietesting av bergartenes sprøhetall, S_{20} , Sievers J-verdi, SJ og Abrasjonsverdien for kuttere (AVS) og Tungsten Karbid (AV). Testene er utviklet av SINTEF/NTNU, og er benyttet videre i NTNU-modellen for beregning av kostnader og inndrift.

Testen for bestemmelse av Sievers J-verdi følger oppsettet fra figur 5.1. Testen utføres ved at en bit fra den aktuelle bergartene monteres mot et bor, som blir presset ned med 20kg. Verdien av Sievers J-verdi tilsvarer av borsynken i mm/10 etter 200 omdreininger.



Figur 5.1: oppsett for måling av Sievers J-verdi [21]

Sprøhetstallet S_{20} gir en indikasjon på bergartens motstand mot oppknusing etter gjentatte slag [21]. Prøvematerialet består av en fraksjon mellom 16 – 11,2 mm av den aktuelle bergartene. Sprøhetstallet S_{20} er den prosentvise vektandelen mindre enn 11,2 med mer, etter 20 slag med et 14 kg lodd fra en fallhøyde på 25cm (figur 5.2).



Figur 5.2: Prinsippskisse for fallprøve (pr 13A-98 Borbarhet testmetoder)

5.2 Borbarhet

Bergmassens borbarhet er et mål på hvilken borsynk og borslitasje som kan forventes for både fullprofilboring og annen boring i fjell. For å oppnå en helt nøyaktig klassifisering av borbarheten må bergartsprøvene testes i et laboratorium. Dette vil gi et bedre estimat av både inndrift og kostnader.

Bergmassens borbarhet avhenger av en rekke geologiske parametere som beskriver bergmassen egenskaper. De viktigste bergartsforholdene som påvirker borbarheten er [8]:

- Hardhet
- Enkeltkornenes styrke og sliteevne
- Bindingskraften mellom kornene
- Elastisitetsegenskaper
- Sprøhet
- Porøsitet
- Bergmassens oppsprekking og skifrihet

Alle geologiske faktorene vil ha innvirkning på de ulike drivetekniske parametere, men i hovedsak vil bergartenes hardhet og abrasivitet gi utslag på borbarheten. NTNU modellen gir fire indirekte mål på bergmassens borbarhet: CLI, DRI, BWI og VHNR. Ved fullprofilboring benyttes borsynk (DRI) og kutterslitasjen (CLI), mens ved konvensjonell driving benyttes DRI og borslitasje (BWI) eller mineralsammensetningens hardhetstall (VHNR).

For videre beregninger har jeg valgt å holde meg til disse parametere. For klassifisering av de ulike drivetekniske parametere se tabell 2. Videre i oppgaven vil jeg benytte klassifisering fra denne tabellen.

Category	DRI	BWI	CLI
Extremely low	- 25	- 10	< 5
Very low	26 - 32	11 - 20	5.0 - 5.9
Low	33 - 42	21 - 30	6.0 - 7.9
Medium	43 - 57	31 - 44	8.0 - 14.9
High	58 - 69	45 - 55	15.0 - 34
Very high	70 - 82	56 - 69	35 - 74
Extremely high	82 -	70 -	≥ 75

Figur 5.3: Klassifisering av drivetekniske parametere [21]

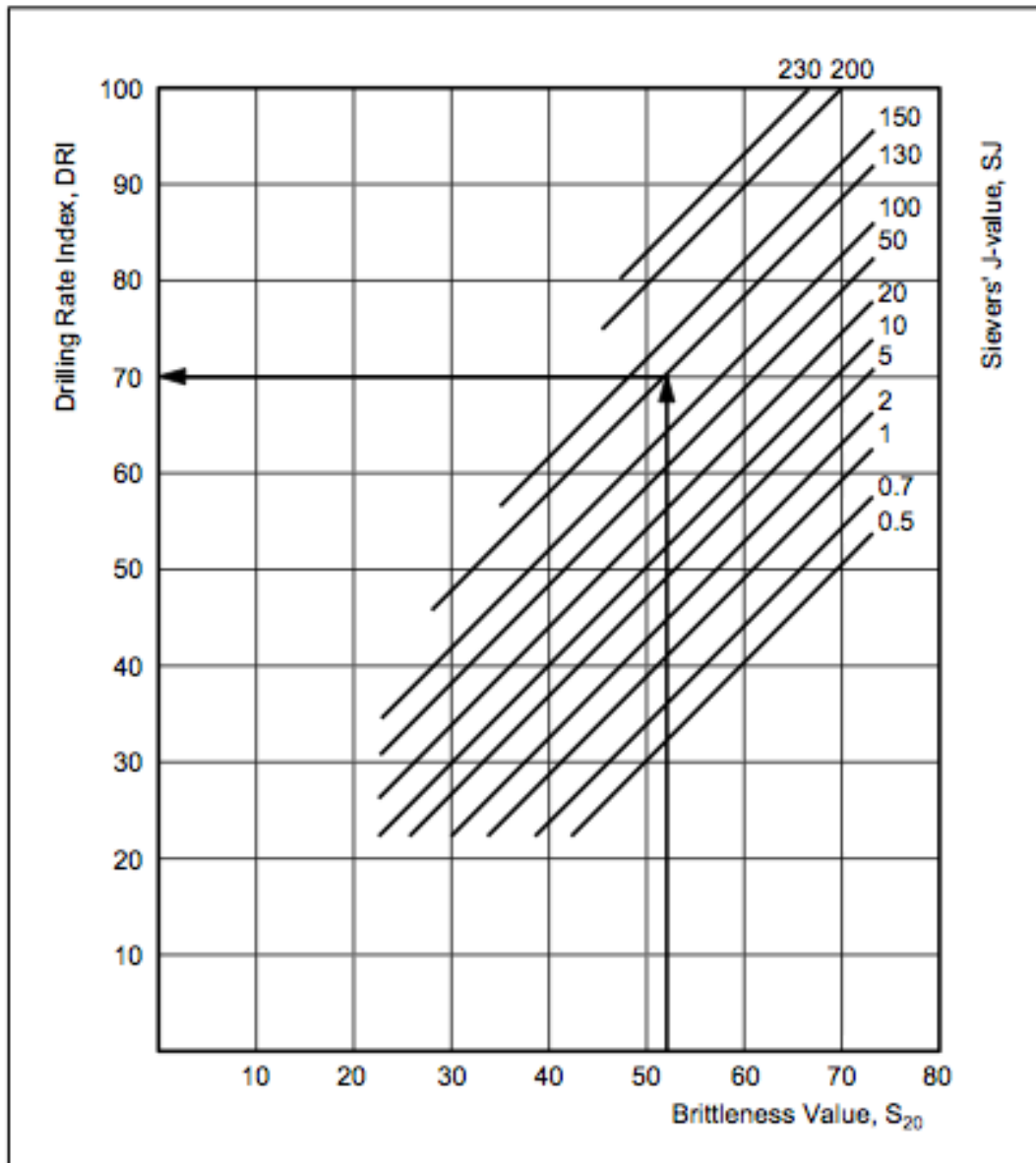
5.2.1 Borsynk (DRI)

DRI, eller borsynkindeks, er en parameter for intakt berg og forsøker å beskrive knuseprosessen mellom bergmassen og borverktøyet [21].

Borsynken vil påvirke framdriftshastigheten og kostnader for både konvensjonell drift og fullprofilboring.

DRI er en kombinasjon av sprøhetstallet S_{20} og overflatehardhet, Sievers J-verdi. Sprøhetstallet gir en indikasjon på mengden energi som kreves for å starte en sprekkdannelse i bergmassen, mens Sievers` J-verdi beskriver

penetrasjonsdybden borverktøyer kan oppnå. DRI må bestemmes i et laboratorium ved enten fullstendige forsøk for å bestemme S_{20} og Sievers j-verdi, eller man kan ta en forenklet versjoner som er tidsbesparende og krever mindre utstyr. Figur 5.3 viser sammenhengen mellom DRI, S_{20} og SJ.



Figur 5.4: Diagram for estimering av DRI [21]

5.2.2 Kutterslitasje (CLI)

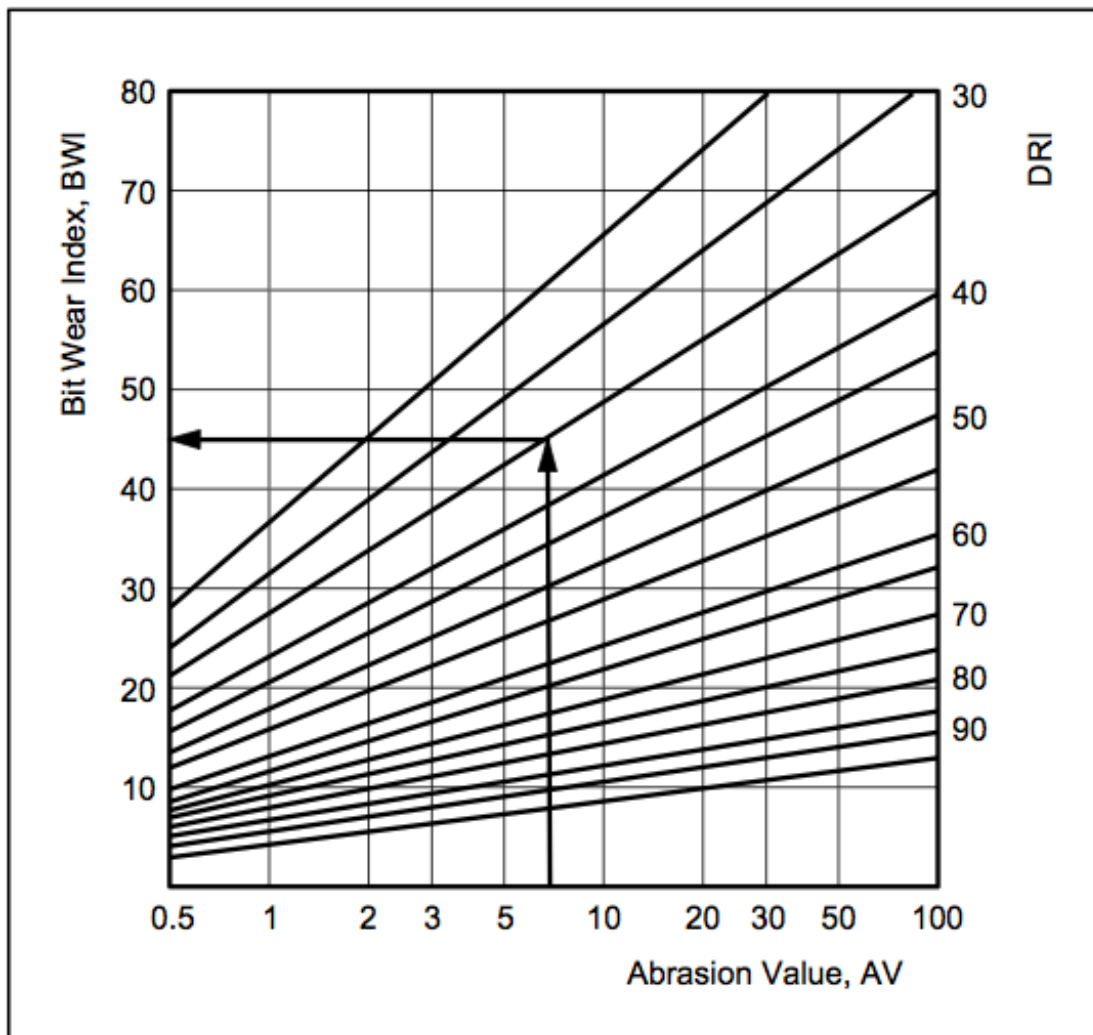
CLI beskriver kutterringenes levetid i timer, ut i fra bergmassen det skal drives gjennom. Parameteren baseres på overflatehardheten, Sievers' J-verdi (SJ), og AVS (Abrasion value steel) som beskriver bergmassens slipende egenskaper. Forholdet mellom CLI, SJ og AVS er som følgende [18]:

$$CLI = 13.84 \times \left(\frac{SJ}{AVS} \right)^{0.3847}$$

Bergartenes kvartsinnhold vil i stor grad påvirke verdien av CLI, på grunn av kvartsmineralets slipende egenskaper på kutterringer. Kvartsinnholdet er en god indikator på bergmassens borbarhet, og kjennskap til denne vil være viktig ved prosjektering av tunneler.

5.2.3 BWI

Borslitasjen blir regnet med utgangspunkt i DRI og abrasjonsverdien for Tungsten Karbid (AV). Figur 5.4 viser et diagram for konverteringen til BWI. Borslitasjen gjennom BWI, estimerer levetiden for borstålet uttrykt i meter eller volum.



Figur 5.5: Diagram over omregning til BWI [21]

Borslitasjen sammen med borsynken gir oss et grunnlag for å beregne tid til boring ved konvensjonell boring og sprengning. Som det kommer frem av diagrammet ovenfor, vil borsynken også påvirke borslitasjen.

5.2.4 Vickers hardness number rock, VHNR

Slitasjeparameteren VHNR gir en indikasjon på bergmassen innhold av slipende mineraler [8]. Denne parameteren baserer seg på tanken om at mineralsammensetningen til bergmassen i stor grad vil bestemme levetiden til borverktøyet. VHNR er ment som en erstatning for BWI, og testforsøk har gitt gode korrelasjoner mellom teori og praksis. Svakheten med BWI som slitasjeparameter er at den i stor grad påvirkes av DRI, og derfor vil en feil ved denne parameteren kunne gi en forstørret feil ved videre beregninger. Vickers hardness number rock, er summen av mineral hardheten, VHN, til hvert bergart i bergmassen. Bergartene mineral hardhet kan måles ved røntgen diffraksjon av pulverisert bergart, eller mikroskopi av tynne prøvestykker.

5.3 Sprengbarhet

Ved konvensjonell boring og sprengning benyttes de drivetekniske parameterene DRI og BWI i tillegg til parameterene som gir en indikasjon på bergmassens sprengbarhet, SPR. SPR er utviklet ved NTNU (NTH) på 60-tallet og uttrykker relasjonen mellom sprengstoffmengde og ønsket fragmentering. Dårlig sprengbarhet fører til tettere boring og økt antall bormeter kontra god sprengbarhet. Resultatet av sprengningen vil være sterkt avhengig av påvirkbare forhold som ladeplan, sprengstofftype og utforming av kutten. Ved å tilpasse dette til de stedlige forholdene, kan resultatet forbedret. For å kunne gjøre dette må de relevante geologiske forholdene være kjent. De viktigste geologiske faktorer med tanke på sprengbarheten til en bergmasse er følgende [34]:

- Bergartens impedans
- Motstand mot nedknusning
- Bergmassens dempningsevne
- Bergartens strekkstyrke
- Oppsprekningsgrad
- Anisotropi

Bergartens impedans er lik produktet av densitet og lydforplantningshastighet, mens ladningens impedans er lik produktet av detonasjonshastighet og densitet. Bergarter med vesentlig høyere impedans enn i sprengstoffet vil de maksimale spenninger som støtbølger induserer, bli større enn i bergarter som gir lavere impedansforhold, men den totale energi i støtbølger vil være større [34]. Sammenhengen mellom sprengbarhet, ladning og bergmassens egenskaper kan uttrykkes ved følgende formel [24]:

$$SPR = \frac{0,736 \times I_a^{0,6} \times LT^{0,7}}{\left(\frac{c}{1000}\right)^{0,4} \times \left(\frac{\omega}{c}\right)^{0,25} \times \rho^{0,2}}$$

c_n = Sonisk hastighet normalt på foliasjon (m/s)

c_n = Sonisk hastighet parallelt med foliasjon (m/s)

$I_a = \frac{c_n}{c_p} = \text{Anisotropi}$

$c = \frac{c_n + c_p}{2} = \text{Sonisk hastighet}$

ω = Eksplosivens eksplosjonshastighet (m/s)

ρ = Bergmassens densitet (g/cm³)

LT = Ladetetthet (g/cm³)

SPR-verdien er basert på erfaring fra sprengningsarbeid i dagen med bulk og patronert sprengstoff. Formelen for SPR er resultatet av regresjon av data fra felt, og angir mengden sprengstoff nødvendig for å oppnå en 50% fragmentering under 250 mm [24]. Begrepet sprengbarheten er vanskelig å forstå ut i fra formelen, derfor er det laget en generell klassifisering for ulike bergarter:

Klassifisering	Kjennetegn/bergarter
God sprengbarhet SPR= 0.38	Grovkornede homogene granitter, syenitter og kvartsdioritt.
Middels Sprengbarhet SPR= 0.47	Gneis.
Dårlig Sprengbarhet SPR=0.56	Metamorfe bergarter med skifrig struktur, ofte med høyt innhold av glimmer og lav trykkfasthet.

Tabell 5.1: Klassifisering av bergarter

Sprengbarhet er utviklet for sprengning i dagen, hvor geologien opptrer annerledes enn for under jord. Dagfjellet har ofte en oppsprekking på grunn av ytre påkjenninger over lang tid som forvitring, og dette gir litt andre forhold sammenlignet med tunneler. I tunneler kan effekten av oppsprekking og spesielt retningen av disse, opptre forskjellig fra dagfjellet. Sprengbarheten forventes dårligere ved en høy grad av oppsprekking noe som skyldes sprekkenes dempende effekt på støtbølgene. Sprengbarheten for tunneler med sprekkeretning parallelt, eller nær parallelt med tunnelaksen, vil også bli redusert.

Sprengbarheten skiller seg ut i fra de andre drivetekniske parameterene ved at den påvirkes av sprengstofftype, og bore- og ladeplanen. Ved å tilpasse bore- og ladeplanen til de geologiske forholdene kan sprengbarheten forbedres. Dette gir mulighet for en optimalisering av driften, men alt forutsetter nøyaktig boring.

Sprengningsresultatet, spesielt fragmentering, rensk, konturkvalitet og sikringsomfang, avhenger av nøyaktigheten i boringen. Dette kan potensielt hefte videre drift og gi ekstra kostnader knyttet til ekstra sikring og tidsbruk. Kildene til unøyaktig boring skyldes ulike feil knyttet til [8]:

- Utsettingsfeil
- Ansettfeil
- Innretningsfeil
- Avbøyningsfeil

Summen av dette kan gi et betydelig avvik i borenøyaktighet, men store avvik som hefter videre arbeid bør unngås med dagens maskiner og kompetanse.

Konturkvaliteten er kritisk for å oppnå et godt resultatet for vanntunneler. Sammenlignet med fullprofilboring, hvor konturen er glatt, er konturkvaliteten det største ankepunktet ved sammenligning av de to drivemetodene. En varierende og ru overflate gir økt falltap i vanntunneler, noe som kan forringe den økonomiske inntjeningen. For å oppnå en optimal kontur ved konvensjonell drift kreves det sprengstoff tilpasset kontursprengning kombinert med nøyaktig boring.

5.4 Borbarhetens innvirkning på kutterslitasje

Det er viktig å nevne at maskinutnyttelsen påvirkes i stor grad av de geologiske forholdene, men maskinelle parametere vil også spille inn. Geologiens påvirkning på maskinutnyttelsen vil i første rekke vise seg i form av stor slitasje på kutterne og hyppige bytter. I prognosemodellen vil det kun tas hensyn driftsstopp fra planlagt vedlikehold, re-grip og bytte av kutterverktøy.

Kutterslitasje er den største kilden til driftsstans ved fullprofilboring, sett bort fra helt spesielle hendelser. For en mest mulig nøyaktig beregning av kutterslitasjen bør faktorene i tabell 5.2 være kjent, etter Bruland:

Geologiske parametere	Maskinelle faktorer
<ul style="list-style-type: none"> • CLI • Bergmassens innhold av slipende mineraler 	<ul style="list-style-type: none"> • Kutternes diameter • Kutternes kvalitet • Kutterhodets diameter og form • Kutterhodets Omdreiningshastighet • Antall kuttere på kutterhodet

Tabell 5.2: Faktorer som påvirker kutterslitasjen

De maskinelle faktorene er antatt på bakgrunn av dagens teknologi og tunnelens form, og vil være konstante under hele drivingen. De geologiske parameterene vil hele tiden variere langs tunneltraseen, og datagrunnlaget bestemmer i stor grad hvor nøyaktig beregningene blir. I beregningen vil jeg dele tunnelen inn i soner etter NGU's kart over området, og beregne drivetekniske parametere i hver sone.

6 Nedre Røssåga kraftverk

I dette kapitlet vil jeg legge frem grunnlaget for videre beregninger. Utdragene og geologiske beskrivelser i dette kapitlet er hentet fra anbudsdokumentene, og især den ingeniørgeologiske rapporten.

6.1 Bakgrunn for utvidelse av eksisterende kraftverk

Nedre Røssåga kraftverk ble satt i drift i 1955, og utnytter et fall mellom Stormyra og Korgen på mellom 247,4 til 241,9 m, avhengig av vannstanden. Opprinnelig ble kraftverket utstyrt med fire aggregater, men i 1958 ble ytterligere to installert. Tverrsnittet til den eksisterende tilløpstunnelen er 65 m² og lengden er ca. 7350 m. På grunn av lang driftstid behøver kraftverkets seks aggregater en omfattende rehabilitering, og i 2010 besluttet Statkraft å rehabiliterer 3 av 6 eksisterende aggregatene. For de tre siste aggregatene ble det arbeidet med to alternativer: Full rehabilitering av de tre siste aggregatene eller legge ned disse, og bygge en ny stasjon med økt ytelse. Bakgrunnen for byggingen av ny tilløpstunnel, er beslutningen om å gjennomføre det siste alternativet. Beslutningen fører til at kraftverket utvides med ca. 100 MW til totalt 350MW. Med denne utvidelsen øker produksjonen fra ca. 2 TWh til ca. 2,2 TWh, og sikrer langsiktig drift av kraftverket. Ny og gammel tilløpstunnel skal kobles sammen slik at de nye aggregatene kan benytte eksisterende vannvei. Prosjektet har en investeringsramme på om lag NOK 1300 millioner [30].

Utbyggingen av den nye kraftverket omfatter et nytt inntak i Stormyrbassenget, en ny tilløpstunnel med lengde på ca. 7800 m og tverrsnitt på 50 m² for konvensjonell drift. Ved driving med TBM vil det sirkulære tverrsnittet ha en diameter på 7,2 m eller 40,72 m². Utbyggingen innebærer også andre nødvendige underjordiske anlegg forbundet med et nytt kraftverk og tverrforbindelser med den eksisterende tilløpstunnelen. Jeg vil i denne oppgaven kun se på kostnader forbundet med drivingen av tilløpstunnelen.

6.2 Geologi

Dette kapitlet tar utgangspunkt i den ingeniørgeologiske rapporten (se vedlegg 2). Geologien langs tunneltraseen vil ha stor innvirkning på fremdriften for begge drivemetodenene. Under drivingen av tilløpstunnelen er det ventet å påtreffes fire ulike soner.

6.2.1 Geologisk oversikt

Røssåga kraftverk ligger innenfor den kaledonske fjellkjeden og tilhører rødningsfjelldekket som i området består av omdannede sedimenter, metasedimenter. Langs deler av tilløps- og avløpstunnelen opptrer lag av

marmor, samt tynne linser av kvartsitt. I kalkbergartene opptrer stedvis karst. Ved drivingen av den eksisterende tunnelen forekom åpne kanaler med vann som forårsaket problemer. Det er også vist tegn på karst i området over tilløpstunnelen.

Tunnelen har moderat bergoverdekning med 200-300 m, med et kortere parti nær inntaket, hvor overdekningen er ca. 50 m. Bergspenningene antas å være moderate og det er liten risiko for bergslag og lignende som er knyttet til høye bergspenninger.

Grunnlaget for beregningene er basert på den ingeniørgeologiske beskrivelsene fra anbudsdokumentene, berggrunnskart, drivetekniske parametere for nærliggende tunneler og antagelser. Spesielt vil antagelser rundt bergartssonenes mektighet være vanskelig å tallfeste, og feil ved dette kan utgjøre en feilkilde. Ved kostnadsberegningene vil jeg legge til grunn sikringsomfanget skissert i tabell 6.2.

6.2.2 Erfaringer fra byggingen av den eksisterende tilløpstunnelen

Det finnes flere notater fra planleggingen og erfaringer fra drivingen av den eksisterende tunnelen, som kan gi oss en pekepinn på de geologiske forholdene. Jeg har valgt å ta med følgende notater fra byggingen i 1949-1952:

Fra den geologiske kartleggingen

”Arbeidet i marken var vanskelig å drive på grunn av dårlig kartmateriale og ugunstige terrengforhold. Terrenget var kupert, veiløst og uoversiktlig med få orienteringsobjekter. Fjelloverflaten var for det meste overdekket og rikelig bevokst med skog i forbindelse med en frodig vegetasjon av gressvekster. De geologiske forholdene viste seg å være betydelig mer kompliserte enn de enkle forholdene som er fremstillet på det geologiske gradteigskartet 1:100 000, hvor det bare er vist to bergarter nemlig kalkstein og glimmerskifer. Imidlertid opptrer også grønnstein og granitt i ganske betydelig mengde, men det som gjør forholdene særlig kompliserte er at samtlige bergarter ofte forekommer i mer eller mindre intim veksling. Detaljene lar seg i det hele tatt ikke fremstille på et kart i så liten målestokk som 1:100 000. Kalksteinslagene har vært vanskelig å fastlegge i detalj og med sikkerhet pga. det sterkt overdekkete og skogsbevokste terreng som for det meste er helt uoversiktlig.”

Det som nevnes her vil også vise seg å være en gjenganger langs hele tunnelen. Hyppige vekslende bergarter gjør det vanskelig å estimere mektigheten av hver bergart, og bidrar i første rekke til usikkerhet i beregningene for fullprofilboring.

Fra kjerneboringen:

"I det hele er det boret 17 diamantborehull, nemlig 4 for dammen ved Fallfossen og resten for de øvrige anlegg." "Det er bare forholdsvis få steder i borehullene hvor større mektigheter av ensartet fjell påtreffes."

"Ved gjennomgåelse av borhullskjernene var det bare få steder som tydet på tilstedeværelse av sprekker (les soner). I borhull 7 traff en således på leiraktig materiale i 75 og 77 meter dyp som tyder på at en her har en såkalt 'råtasone'. Vel 100 m østenfor borhullet går en bruddsone og borhull 5 ligger kloss ved denne."

I et av borehullene er spylevannet blitt borte og det antas åpne sprekker, mens lengre ned er det påtruffet leiraktig masse. Resultatene fra kjerneboringen samsvarer med resultatene av den geologiske kartleggingen.

Erfaringer fra driving av tilløpstunnelen

"Mellom pel 240+5 og 244+5 er fjellet så dårlig at taket må forsterkes. Fjellet består av kalk, og lagdelingen har fall ca. 30° mot venstre og svak stigning sett i strømretningen."

"Arbeidet ble gjennomført uten at en hadde hatt nevneverdige vanskeligheter med fjellet, noe en hadde grunn til å frykte etter den geologiske rapporten som ble avgitt på forhånd. Et parti på 12 m med dårlig fjell ble utstøpt i seksjon 2 foruten at taket på enkelte strekninger er boltet." (fra årsberetningen i 1954)

Tilløpstunnelen seksjon 1 drevet fra tverrslag 1 sydover mot inntaket, og nordover mot tverrslag II: "Driften gikk jevnt, uten spesielle vansker, bortsett fra et par regnværperioder, det det var en del heft grunnet sterkt økt vanntilslig i tunnelen, delvis oversvømming av kjørebanen."

"I seksjon I og II har en hatt sammenhengende kalkpartier av betydning. I seksjon I virket kalkfjellet gunstig på driften. I seksjon II derimot hadde en alt i alt ingen fordel av kalkpartiet, snarere tvert imot, delvis utett fjell med sterkt vanntilslig. I selve tilløpstunnelen har en unngått stimpling av betydning under driften. I seksjon II måtte en støpe et dårlig parti før drivingen var avsluttet. En har også vært nødt til å "sy" enkelte dårlige partier med fjellbolter. Dette gjelder særlig i seksjon II, hvor en har fått avbrekk i driften gjentatte ganger på grunn av bolting. Etter avsluttet drift har en foretatt en del utstøping av dårlige partier. Seksjon I 12 m og seksjon II i alt 62,4 m "

Erfaringene fra tunneldriften viser tegn til generelt få stabilitetsproblemer under driving, men driften ble heftet på grunn av stort vanntilslig i noen partier. Det er usikkert om vanntilsliget kom fra sprekker i berget eller fra tunnelåpningen, men videre er det fortalt om stor vanninntrengning fra berget. Dette kan gi partier hvor det er nødvendig med forinjeksjon, men det er uvisst om hvilket omfang dette vil gjelde.

6.2.3 Forventede bergklasser og sikringsomfang

Før drivingen starter utformes sikringsomfanget for ulike bergklasser. Sikringsomfanget for de ulike bergklassene utformes på bakgrunn av erfaringer og erfaringstall, og bidrar til et systematisk og forenklet arbeid i tunnelen. Som tabell 6.1 viser, har de ulike bergklassene spesielle kjennetegn, men den kan også klassifiseres gjennom forskjellige tallbaserte systemer som f.eks RMR eller Q. Disse system gir forslag til bergsikring, ut i fra ulike geologiske forhold og er basert på empirisk data for et stort antall tunneler. De forskjellige systemene har vist seg å være konservative med tanke på sikringsomfang, men en standardisert metode er ofte å foretrekke, siden bergmasse ofte er vanskelig å forstå. Sikringsomfanget vist i tabell 6.2 er utarbeidet av Norconsult, og tilpasset dette prosjektet.

Jeg forutsetter videre i oppgaven at fordelingen av bergkvalitet og sikringsomfang følger estimatet i den ingeniørgeologiske vurderingen. Tabell 6.1 viser den antatte fordelingen av bergklasser og typiske kjennetegn for disse. Intervallene av den antatte fordelingen er stor, og dette gir usikkerhet ved videre beregninger.

Bergklasse	Antatt Fordeling Tilløps- og avløpstunnelen	Typiske bergmasser
1. God til meget god	20-40 %	Bergarter med liten til moderat oppsprekking
2. Middels til noe dårlig	30-70 %	Moderat oppsprukne bergmasser. Inkluderer også sprekkesoner uten leire.
3. Dårlig	10-30 %	Sterkt oppsprukne bergmasser, ofte med tynne leirfyllinger
4. Meget dårlig	0-3 %	Oppknuste bergmaser med eller uten leire, som i enkelte moderate leirsoner og i store, komplekse knusningssoner

Tabell 6.1: Gjennomsnittlig fordeling av bergklasser

Sikringsomfanget i klasse 1-2 vil ikke hefte videre arbeid og er svært gunstig for driften. Sikringsomfanget varierer fra spredt til systematisk bolting kombinert med 6cm sprøytebetong i hengen. Sikringsmetodene har i moderne tid gått mer mot en kontinuerlig bruk av sprøytebetong uansett forhold, i motsetning til tidligere hvor godt fjell fikk stå usikret. Klasse 3 kan gi problemer, avhengig av leirfyllingenes tilstand og vannforhold.

Omfanget av bergklasse 4, kan potensielt gi store konsekvenser ved driving og det kan knyttes stor usikkerhet rundt dette. I ekstreme tilfeller kan dårlige soner gi langvarige stans på grunn av ras og ustabil geologi. Ugunstige vannforhold kan drive ut sprekkefyllingene og alvorlige situasjoner kan oppstå. I oppgaven antas det at de fleste svakhetssonene kan sikres med sprøytebetong og bolter, eventuelt forsterket med ribber. Innvirkningen denne bergklassen vil ha på

drivingen, vil være avhengig av den totale lengden med dårlig bergmasse. Den antatte andelen ligger mellom 0-3%, og bør derfor ikke føre til store overskridelser. Ved driving av den eksisterende tunnelen rapporteres det om generelt få stabilitetsproblemer, med noe betongutstøpning i tilløpstunnelen.

Under sikringstiltak vil jeg også ta med injeksjon. Injeksjon er sikring foran stoffen hvor det injiseres mikroement inn i fjellet som skal fylle sprekkene i periferien rundt tunnelen. Dette forårsaker en oppfylling av sprekkene og som skal hindre vannet i komme inn i tunnelen. Det antas noe injeksjonsarbeid i forbindelse med drivingen av tunnelen.

Videre følger en oversikt over sikringsomfang for hver av de fire bergklassene:

Bergklasse	Gjennomsnittlig sikring i de ulike bergklassene			
	Bolter	Fiberarmert Sprøytebetong	Sprøytebetong-ribber	Andre Sikringstiltak
1. God til meget god	Få bolter i hengen	6 cm i hengen	-	-
2. Middels til noe dårlig	2,5 x 2,5m bolting i hengen	6 cm tykk i heng og stedvis i vegger	-	-
3. Dårlig	2x2m bolting i heng og vegger	8-12 cm tykk i heng og vegger	-	-
4. Meget dårlig	Stedvis forbolting. 1,5x1,5m bolting i heng og vegger	15 cm i heng og vegger, også på stuff	Stedvis, 1,5-2,5m ribbeavstand	Stedvis sålestøp, evt. Betongutstøp.

Tabell 6.2: Gjennomsnittlig sikring for de ulike bergklassene

Tabell 6.2 gir en oversikt over sikringstiltak for avløps- og tilløpstunnelen for de ulike bergklassene.

Ved driving gjennom soner som går inn under bergklasse 4, forutsettes det reduserte salvelengder i beregningene. Reduserte salvelengder gir mindre rystelser og en mindre usikret heng etter sprengning, noe som er gunstig i dårlig bergmasse.

Sikringsmetoder ved fullprofilboring

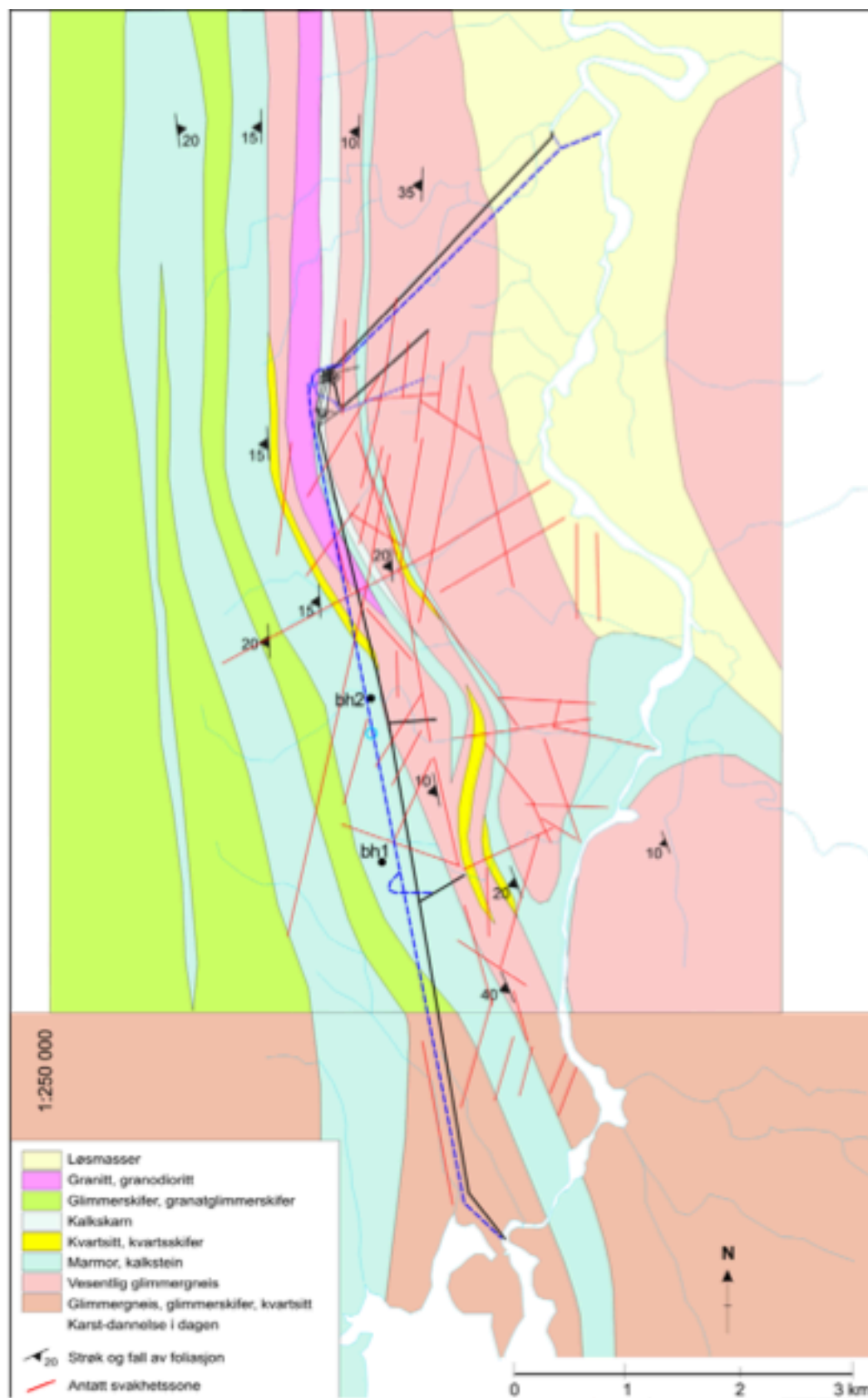
I den ingeniørgeologiske rapporten er det ikke utarbeidet et forslag til sikringsmetoder ved fullprofilboring. Sikringsmetodene og -omfanget ved fullprofilboring avviker noe fra konvensjonell drift. For dette prosjektet vil sikringsmetodene ved eventuell fullprofilboring omfatte systematisk bolting, sprøytebetong, armeringsmatter og sprøytebetongribber. Vanligvis benyttes

stålnett som sikringsmetode, men langvarig korrosjon fra vannet gjennom tunnelen favoriserer bruken av armeringsmatter [13].

På grunn av mindre rystelser vil sikringsomfanget i bergklasse 1 ikke inkludere spredt bolting, og kun omfatte sprøytebetong. I bergklasse 2 og 3 består sikringsomfanget av systematisk bolting og sprøytebetong. I partier med oppsprukket bergmasse, kombineres dette med armeringsmatter.

Selv om sikringsomfanget ved fullprofilboring generelt er lavere enn for konvensjonell drift kan det oppstå store problemer ved driving gjennom svakhetssoner eller sterkt oppsprukket bergmasse. Ved driving gjennom partier tilsvarende bergklasse 4, forventes det en kombinasjon av armeringsmatter, sprøytebetongribber, bolting og sprøytebetong.

Berggrunn og bergarter



Figur6.1: Berggrunnskart over området, ny tunnel er vist med stiplet linje.

Under driving av tunnelen vil vi hele tiden se en endring av bergmassens sammensetning. Av berggrunnskartet (figur 6.1) ser vi at tunneltraseen krysser flere soner med av ulike bergarter. Bergartene vil først og fremst gi innvirkninger på resultatene for fullprofilboring.

I den geologiske undersøkelsen utført mellom 2008-2010, ble det gjennomført ytterligere to kjerneboringer. En i området rundt den eksisterende kraftstasjonen, og en i området sør for den planlagte kraftstasjonen. Det fremgår av kjerneloggene at det er gjennomgående liten til moderat oppsrekking med typiske RQD-verdier mellom 75-100.

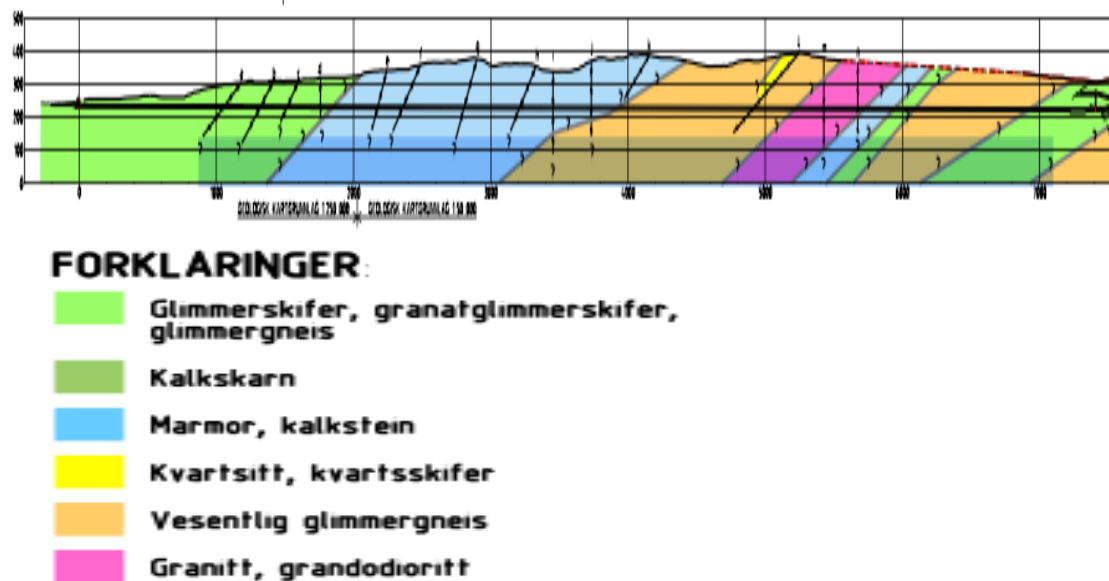
Berggrunnskart fra NGU over området angir fire hovedbergarter, som er:

- Glimmerskifer/glimmergneis
- Kalkstein/marmor
- Granitt/grandioritt
- Kvartsitt

Som nevnt ovenfor, er det hyppige skifter av bergarter i lagdelingen som skyldes foldninger som gir tynne lag av bergarter over hverandre. Hovedbergartene skiller seg derfor noe fra bergartene angitt i figur 6.1. Kvartsitt er angitt som en av hovedbergartene i den ingeniørgeologiske rapporten, men berggrunnskartet viser kun små forekomster av denne bergartene. I tillegg er det ikke angitt hvor stor mektigheten av kvartsitt er. I videre beregninger har jeg på bakgrunn av dette gått ut i fra bergartene på berggrunnskart.

6.3 Bestemmelser av drivetekniske parametere

Bergmassen består som tidligere nevnt av flere soner med hyppig veksling mellom bergartene og man kan derfor ikke bestemme drivetekniske parametere for hele tunnelen. Figur 6.2, viser tilløpstunnelen oppdelt i åtte bergartssoner. Drivetekniske parametere er bestemt for hver sone, på bakgrunn av aktuelle bergarter og observerte verdier for disse.



Figur 6.2: Lengdesnitt av berggrunnen. (Tegning 5007660-206)

Svakhetssoner er ikke angitt på figuren. Under følger en tabell over lengden for de ulike sonene som vil bli brukt i videre beregninger. Kvartsitt er angitt som en av hovedbergartene, men den finnes bare som vekslende lag i bergmassen og er derfor vanskelig å ta hensyn til.

Bergarter/sone	Fra (m)	Til (m)	Total lengde (m)
1. Glimmerskifer, granatglimmerskifer og glimmergneis	0	1750	1750
2. Marmor og Kalkstein	1750	3900	2150
3. Vesentlig glimmergneis	3900	5200	1300
4. Granitt og granodioritt	5200	5660	460
5. Marmor og kalkstein	5660	5900	240
6. Glimmerskifer, granatglimmerskifer og glimmergneis	5900	6100	200
7. Vesentlig glimmergneis	6100	6900	800
8. Glimmerskifer, granatglimmerskifer og glimmergneis	6900	7420	520

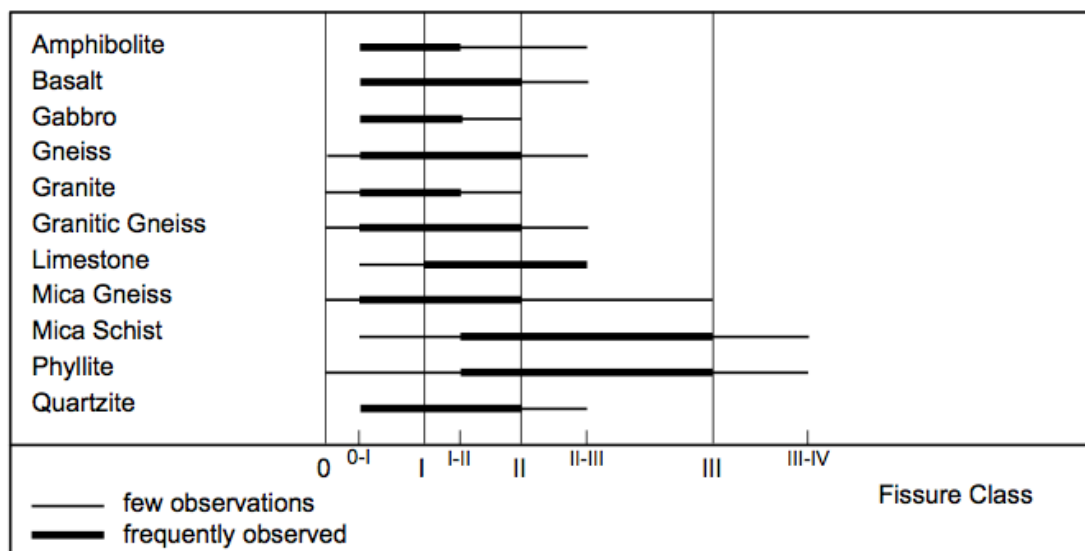
Tabell 6.3: Ulike soners lengde og innhold av bergarter

6.3.2 Oppsprekkingsgrad

I forbindelse med utvidelsen av Nedre Røssåga er det utført to kjerneboring ved kraftstasjonshallen. Kjerneboringene viser en lav grad av oppsprekking, men det er usikkert hvor relevant dette vil være for tilløpstunnelen. For å gi et bedre vurderingsgrunnlag har jeg valgt å ta med et utdrag fra den ingeniørgeologiske rapporten:

“Det er ventet lite til moderate oppsprukne bergmasser i tunneler og i stasjonsområdet. I tillegg til sprekker langs bergartenes foliasjon er det observert et markant sprekesett tilnærmet parallelt bergartsfoliasjonen med steilt fall mot både øst og vest og sprekker med strøkretning N 110°Ø og 80- 90° fall mot N. De sistnevnte ser ut til å være mer hyppig ved svakhetssoner med retning ØSØ-VNV.”

Jeg har valgt å estimere oppsprekkingsgraden på bakgrunn av tidligere observert verdier for de ulike bergartene. I realiteten vil oppsprekkingsgraden variere over hver enkelt sone. Derfor vil jeg forsøke å estimere en midlere verdi på bakgrunn av tilgjengelige grunnlagsmateriale. Dette vil være en kilde til usikkerhet ved videre beregninger. Figur 6.3 viser tidligere observerte verdier for noen bergarter.



Figur 6.1: Observerte verdier av oppsprekkingsgrad [16]

Tabell 6.4 viser den estimerte oppsprekkingsgraden for hver sone:

Sone	Aktuelle bergarter	Sprekkeklasse
1	Glimmergneis og glimmerskifer	St II
2	Kalkstein	St II
3	Glimmergneis	St I-II
4	Granitt	St I
5	Kalkstein	St II
6	Glimmergneis og glimmerskifer	St II
7	Glimmergneis	St I-II
8	Glimmergneis og glimmerskifer	St II

Tabell 6.4: Sprekkeklasser etter soner

Estimatene for hver sone ligger innenfor sprekkelaske II, som tilsvarer moderat oppsprekking. Dette er i henhold til den ingeniørgeologiske rapporten.

Bakgrunn for valg av sprekkelaske

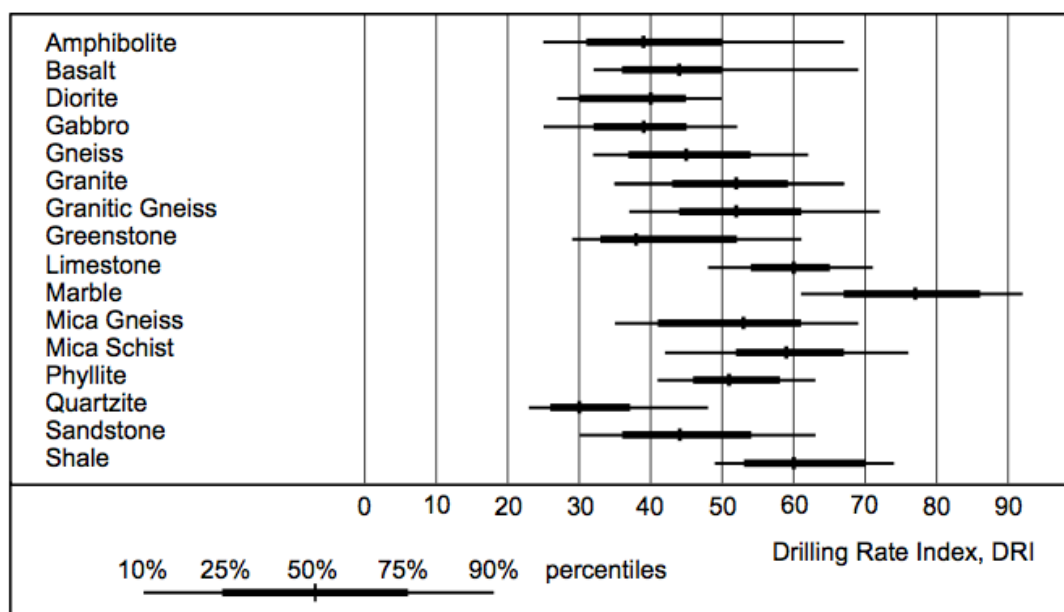
Sprekkeklassene er valgt ut i fra tidligere observerte verdier av de aktuelle bergarter for hver sone. I Flere soner er det hyppig veksling mellom ulike bergarter og det er vanskelig å estimere mektigheten til hver enkelt bergart. Jeg har tatt følgende antagelser:

- Soner som inneholder samme bergarter er tilnærmet like.
- For sonene 1,6 og 8 har jeg sett vekk fra granatglimmergneis, og antatt en tilnærmet lik mektighet av glimmergneis og glimmerskifer.
- For sone 2 og 5 har jeg kun tatt utgangspunkt i kalkstein, siden jeg kun har observerte verdier for denne bergarten.
- I sone 4 antas granitt og granodioritt å ha samme oppsprekking.
- I sone 3 og 7 har jeg tatt utgangspunkt i kun glimmergneis.

6.3.3 Borsynk – DRI

Borsynk, eller DRI (drill rate index), influerer på kostnader og fremdriftshastighet for både fullprofilboring og konvensjonell drift. Datagrunnlaget til bestemmelse av DRI er vesentlig bedre sammenlignet med oppsprekkingsgraden. Det ble utført målinger på noen aktuelle bergarter i forbindelse med en tilløpstunnel fra bleikvatnet, i nærheten av Røssåga. Disse verdien kan ses på som relevante siden de kommer fra Rødningsfjelldekke. Usikkerheten vil være mindre ved estimering av Borsynk siden den er mer avhengig av bergarter, og det statistiske grunnlaget i Norge er bedre.

Under følger en oversikt over observerte verdier av DRI (figur 6.4):



Figur 6.4: Observerte verdier for DRI [16]

I tillegg til observerte verdier for DRI, eksisterer det prøveresultater for noen bergarter i forbindelse med tilløpstunnelen ved Bleikvatnet og Røssåga [22]

Tabell 6.5 viser prøveresultatene til bergartene ved Bleikvatnet og Røssåga :

Bergart	Målte verdier (DRI)	Valgt verdi (DRI)
Granatglimmerskifer	67 - 71	69
Glimmerskifer	65 - 66	63
Marmor	77 - 102	87

Tabell 6.5: Prøveresultater fra bleikvatnet

Prøveresultatene fra Bleikvatnet viser en gjennomgående tendens til å ligge høyt på 50%-percentilen vist i figur 6.4. Jeg antar derfor at denne tendensen også gjelder bergartene glimmergneis og kalkstein. For sonen med granitt og granodioritt har jeg valgt å bruke middelverdien til førstnevnte siden det kun eksisterer prøveresultat fra Sør-Norge. Prøveresultatene viser generelt litt lavere verdier for granitt sammenlignet med de andre bergartene.

Bergart	Forventet verdi (DRI)	Valgt verdi (DRI)
Glimmergneis	42 – 62	56
Kalkstein	55 – 65	62
Granitt	43 – 58	50
Granodioritt		50

Tabell 6.6: Valgt borsynk for bergarter uten prøveresultat

Beregningene forutsetter en felles borsynk i hver sone. For å beregne en felles borsynk antar jeg lik mektighet av de aktuelle bergartene i hver sone. Dette betyr at felles DRI forenkles til middelveiden for hovedbergartene. Dette gir følgende tabell for valgt DRI i hver sone:

Sone	DRI for hver bergart	Felles borsynk (DRI)
1,6 og 8	69,63, 56	63
2 og 5	87, 60	74
3 og 7	56	56
4	50	50

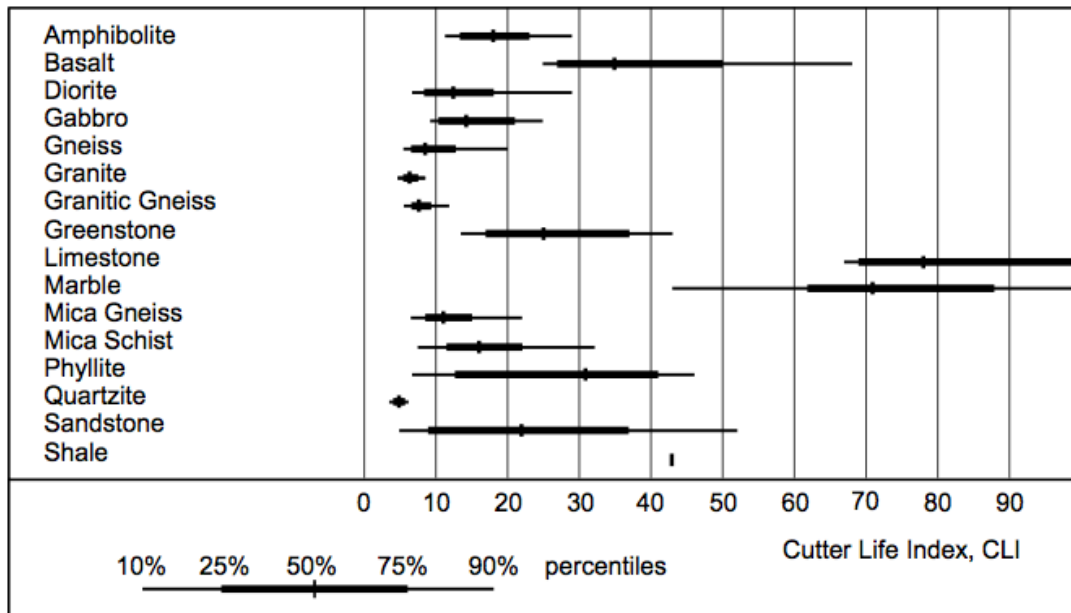
Tabell 6.7: oversikt over felles borsynk etter sone

Simuleringsverktøyet tunsim, til beregninger av kostnader og inndrift ved konvensjonell drift krever en felles DRI for hele tunnelen. For å beregne felles DRI for tunnelen har jeg valgt å ta hensyn til lengden av hver sone, og benyttet følgende formel:

$$DRI = \frac{(\sum_{n=1}^8 l_n DRI_n)}{\sum l} = 63,8 \approx 64$$

6.3.4 Kutterlevetid – CLI (cutter life index)

CLI er en viktig parameter for å beskrive bergmassens slitasje på kutterverktøyet. Prøvetakingen fra Bleikvatnet viser kun et relevant resultat for glimmerskifer, og Jeg har derfor valgt å bestemme CLI for hver bergart basert på prøveresultatene fra Nordland fylke.



Figur 6.4: Observerte verdier av CLI [16]

Tabell 6.8 angir spredningen i prøveresultatene og utregnet middelvei. Endelig valgt verdi er basert på middelvei, lokale forhold, eventuelle prøvestykker fra området nær Nedre Røssåga og observerte verdier (figur 6.4). Lokale forhold vil blant annet omfatte kvartsinnhold, som trekker valgt verdi under middelveien.

Bergart	CLI (Nordland), middelvei	Valgt verdi
Glimmergneis	5-42, 16	12
Glimmerskifer	7-21, 14	12
Granatglimmerskifer	14-18, 16	14
Granitt/Granodioritt	11, 11	9
Marmor	37-102, 68	66
Kalkstein	66-103, 76	70

Tabell 6.8: CLI for hver bergart

Tabell 6.9 inneholder den valgte verdien av CLI.

Sone	CLI for hver bergart	Felles kutterslitasje (CLI)
1, 6 og 8	12,12,14	13
2 og 5	66,70	68
3 og 7	12	12
4	9	9

Tabell 6.9: Valgt CLI for hver sone

6.3.5 Sliteevne - Vickers hardness number rock

Bergmassens slitasjeevne VHNR, beskriver borverktøyets levetid for konvensjonell drift. Denne parameteren vil ikke ha stor innvirkning på resultatene, siden boring i konvensjonell drift består av relativt kort hull med liten diameter. Verdiene for hver sone er bestemt på bakgrunn av bergartenes

borbarhet og figur 2.1 i REPORT 2C-05 Drill AND BLAST TUNNELLING [26]. Borbarheten blir klassifisert etter tabell 6.1. Dette gir følgende tabell over VHNR inndelt etter soner:

Sone	Borbarhet	VHNR (antatt)
1, 6 og 8	Middels (+)	450
2 og 5	God (-)	350
3 og 7	Middels	550
4	Middels (-)	650

Tabell 6.10: Antatte verdier for VHNR

For å beregne midlere verdi av VHNR over tunnallengden benytter jeg samme fremgangsmåte som for beregningen av borsynk. Midlere verdi av VHNR blir beregnet til å være 458 for hele tunnallengden, som tilsvarer middels –god borbarhet.

6.3.6 Sprengbarhet – SPR

Sprengbarheten i tilløpstunnelen vurderes fra god til dårlig. Flere partier som inneholder metamorfe bergarter som glimmerskifer gir dårlig sprengbarhet, på grunn av skifrig, lagdelt struktur. Partiene med granitt, granodioritt, kalkstein og marmor ventes å ha god eller middels god sprengbarhet. Totalt sett er sprengbarheten vurdert til middels god med en tallverdi rundt 0,47.

6.3.7 kvartsinnhold

Kvartsinnholdet er sammen med andre borbarhetsindekser, en viktig geologisk parameter ved fullprofilboring. Kvarts er et slipende mineral og påvirker kutterlevetiden i stor grad. Det er ikke gjennomført noen tester av kvartsinnholdet i bergartene, og estimeringen er usikker.

Det er ventet driving gjennom partier med kvartsitt og kvartsrik glimmerskifer i dette prosjektet. Spesielt er sonen nær inntaket ventet å inneholde kvartsrik glimmerskifer. Omfanget og mektigheten av kvartsinnholdet i de øvrige sonene er ukjent, og settes til verdier som tilsvarer andre borbarhetsindeksene.

6.3.8 porøsitet

Porøsiteten er observert å ha stor effekt på netto penetrasjonsraten [16]. I grunnlagsmaterialet er det ikke beskrevet hvilken porøsitet som kan forventes i prosjektet. I prognosemodellen har jeg derfor valgt å sette verdien av porøsitet til 2 %.

6.4 Hydrogeologi

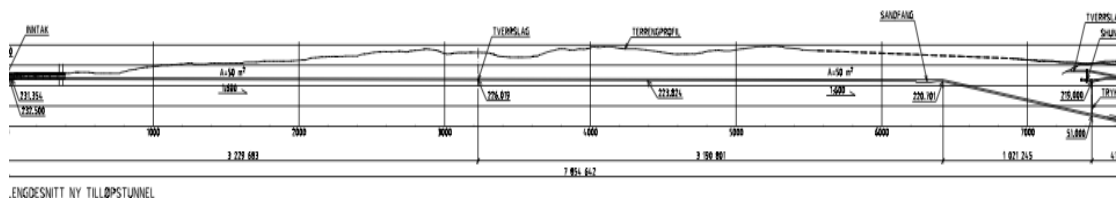
Det er ikke ventet store problemer forbundet vannlekkasjer under driving med mindre tunnelen treffer på karstkanaler i kalksteinspartiene. Det er observert tegn til karstdannelser i dagen i disse partiene. Dette utgjør en potensiell risiko for store vannlekkasjer som kan føre til midlertidige driftsstans.

Lokalt i tunnelen er det ventet moderate vannlekkasjer gjennom sprekkekanaler og knusningssoner. Avstanden mellom eksisterende og ny tilløpstunnel kan føre til vanntilsig grunnet sprekkekanaler mellom tunnelene. Utover dette er det ikke ventet alvorlige problemer knyttet til vannlekkasjer i tunnelen.

Sikkerhetskravene med tanke på vannlekkasjer vil i denne tunnelen være lave sammenlignet med samferdselstunneler. Det vil derfor kun være aktuelt med forinjeksjon på steder hvor vannlekkasjen er til sjenanse for fremdriften. Store karster er vanskelig å behandle på en god måte, men systematisk sonderboring vil kunne avdekke disse under driving.

6.5 Trase

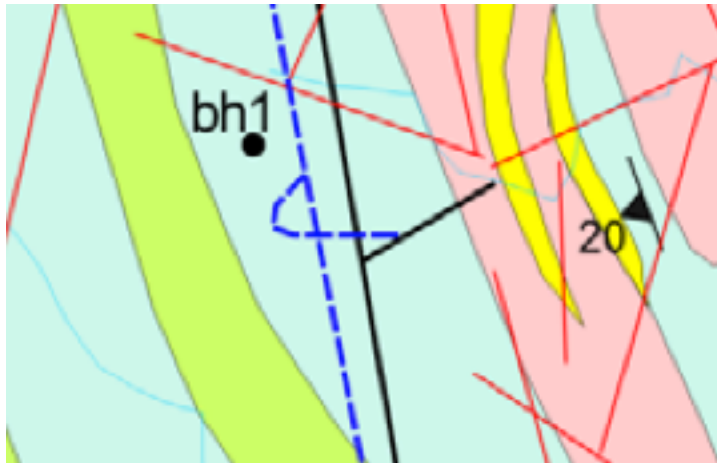
Traseen strekker seg nærmest parallelt med eksisterende tunnel med en lengde på ca. 7800 m inkludert inntaket. Tunnelen skal drives 1:600 på synk unntatt for de siste 1000m ned mot trykksjakten, hvor det drives 1:12,5. Det antas ingen kurver i traseen, siden overgangen fra inntaket til tilløpstunnelen blir drevet med to stuffer. Tilløpstunnel har et totalt fall på ca, 10.35 m.



Figur 6.5: Lengdesnitt ny tilløpstunnel (tegning 5007660-220)

6.6 Gjennomføring

Gjennomføringen av prosjektet varierer ut i fra valg av drivemetoden. Ved konvensjonell drift er det forutsatt driving fra et tverrslag for å sikre god fremdrift og fornuftig ressursbruk. Tverrslaget er lokalisert ved Tullavbekken omtrent midt på tilløpstunnelen og ble etablert under arbeidet med den eksisterende tunnelen. Det er knyttet noe arbeid ved etablering av nye stuffer fra Tullavbekken. Nytt tverrslag starter inne i eksisterende tverrslag, og går inn på den nye traseen via en svingetunnel etter figur 6.6. Lengden på svingetunnelen er satt til 320 m, med tverrsnitt på 35 m². Svingetunnelen skal bygges over eksisterende tunnel, og deretter horisontalt før den faller ned til planlagt trase.



Figur 6.6: Videreføring fra eksisterende tverrslag)

Ved eventuell fullprofilboring antar jeg borestart fra inntakstunnelen i nærheten av tidligere tverrslag ved Fallforsen og nordover mot kraftstasjonen. Det er forbundet noen utfordringer med driving på synk, som vannoppsamling og forverret massetransport. Bergoverdekningen er vesentlig mindre i området rundt inntaksdammen, noe som gir mindre arbeid ved etableringen av monteringshallen. Monteringshallen etableres ca. 200m fra inntaksdammen slik at det drives konvensjonelt mot inntaket. Oppstartstunnelen har en lengde på ca. 50 m, noe som gir en effektiv tunnelengde på 7170 m for fullprofilboring.

6.7 Kontur

Konturkvaliteten er veldig viktig for prosjektresultatet i vanntunneler. Ved eventuell fullprofilboring vil konturkvaliteten være tilnærmet glatt og av god kvalitet. Med konvensjonell drift er det umulig å oppnå tilsvarende konturkvalitet, og tverrsnittet må økes. Selv om tverrsnittet økes, må konturen likevel være av god kvalitet. Tilbudsgrunnlaget forutsetter følgende for å oppnå tilstrekkelig god kontur:

- Det tillates benyttet maksimalt 64 mm krone.
- Avvik mellom retningen for to hosliggende hull skal ikke være over 1 %

En god kontur forutsetter fokus på nøyaktig boring, og reduserte lademengder i 1. kontur og 2. Kontur [11]. Unøyaktig boring er kilden uønsket fragmentering, og gir en ujevn tunnelkontur. Redusert lademengde i de ytterste radene mot konturen gir lavere påkjenninger og mindre grad av sprekkdannelse. Denne typen sprengning er forutsatt gjennomført som slettsprengning på tidlige tennernummer for å skåne konturen mest mulig.

Sprengningsresultatet avhenger også i stor grad av bergmassen det skal sprenges i. Tunnelgeologien i dette prosjektet består av soner med til dels skifrige bergarter som glimmerskifer, eller lagdeling av bergartene. Dette vanskeliggjør sprengningsarbeidet.

Konsekvensen av konturkravet økt bornøyaktig og bedre kartlegging av geologien underveis og vil føre til økt tidsbruk direkte knyttet til boreprosessen og rensk etter salven. Totalt sett er det usikkert hvilken innvirkning kravet til konturkvalitet vil ha for inndriften, siden et dårlig sprengningsresultat kan hefte videre drift.

6.8 Massetransport

Det er store mengder masse som skal transporteres ut av tunnelen og deponeres på egnede steder. For konvensjonell drift er planlagte deponier plassert ved Tullavbekken og pukkverket ved Gullkjønnbekken, men det er usikkert hvilken kapasitet disse har. I tillegg er det planlagt et deponi syd for koblingsanlegget, men denne gjelder for tilløpstunnel drevet fra svingekammeret, noe jeg ikke har tatt høyde for. Borkakset fra fullprofilboring antas uegnet til produksjon av pukk eller tilslag, og kan kun bli benyttet som fyllmasser. Fyllmasser har liten eller ingen produksjonsmessig verdi, men det antas at massene kan deponeres nær Fallforsen (figur 6.7).



Figur 6.7: Oversiktbilde over Fallforsen tipp [35]

Massetransporten ved fullprofilboring foregår, som nevnt i kapittel 4, sannsynligvis ved hjelp av kontinuerlig transportbånd. Transportbåndet fører massene ut av tunnelen til en omlastingsplass, hvor man kan benytte effektive og store maskiner til tipp-plassene.

Massetransport fra tverrslaget Tullavbekken kan gi problemer hvis uttransportering fra begge stoffene skjer samtidig. Spesielt vil dette gjelde tidlig i drivingen, hvor avstanden mellom stoffene er liten, og sprengningsarbeidet i en stoff påvirker den andre. Problemene kan unngås med godt system for avviklingen av selve sprengningen og massetransporten. Driving fra et tverrslag gir muligheter for å etablere en stor omlastningsplass nær påhugget, som gir enklere lastning til egnet kjøretøy for transportering til Gullkjønnbekken pukkverk.

I beregningene er kun massetransporten ut av tunnelportalen inkludert. Det er knyttet for mye usikkerhet rundt kapasiteten og avstanden til deponiene for begge drivemetodene, til at beregningene kan gjennomføres.

6.9 Usikkerhet

Nøyaktigheten i beregningen avhenger av riktigheten i antagelsene. Antagelsene i dette kapitlet er basert på tilgjengelig informasjon om geologi, tunneldata og driftsopplegg. Informasjonen for dette prosjektet er mangelfull og usikkerheten rundt drivetekniske parametere er stor. Den geologiske forundersøkelsen er ikke ferdigstilt, og antagelsene baseres på ingeniørgeologiske vurderinger og erfaring fra eksisterende tilløpstunnelen. Generelt vil usikkerheten i et prosjekt avhenge av hvor omfattende denne informasjon er. På bakgrunn av dette er knyttet mye usikkerhet rundt bestemmelsen av drivetekniske parametere og andre geologiske forhold som påvirker beregningene. En usikkerhetsanalyse rundt drivetekniske parametere, for begge drivemetodene, finnes i kapittel 11.

Geologien påvirker resultatene for fullprofilboring i mye større grad enn for konvensjonell drift. Spesifikt vil det være usikkerhet knyttet til fullprofilboring, og da oppsprekkingsgrad, borsynk og kutterlevetid. Antagelsene av borsynk og kutterlevetid er basert på målinger utført nær Nedre Røssåga og bør være gode nok. Oppsprekkingsgraden er antatt på bakgrunn av tidligere observerte verdier og ingeniørgeologiske vurderinger. Denne har stor betydning for inndriften i hardt fjell og antagelsen er veldig usikker.

Under driving av tunnelen kan det forekomme store svakhetssoner og karster. Problemer rundt karster og svakhetssoner kan potensielt være veldig omfattende, men det blir ikke fanget opp av prognosemodellen. Omfanget av disse partiene er vanskelig å anta basert på den geologiske rapporten og vil ikke bli vurdert i usikkerhetsanalysen

Anbudsdokumentene er utformet for konvensjonell drift, det er derfor knyttet en del usikkerhet rundt eventuell gjennomføring av fullprofilboring. Spesielt er det vanskelig å bestemme gjennomføring av massetransport og anleggsdrift. Dette vil ha en liten innvirkning på resultatet, men bør påvirke helheten.

7 Felles kostnader og parametere for begge drivemetodene

Kapitlet tar for seg arbeid som utføres uavhengig av drivemethode og derfor ikke vil innvirke på beregningene. Dette kapitlet tar for seg arbeider jeg antar som like, eller eventuelle felles forenklinger.

7.1 Inntakskonstruksjonen og overgang til adkomsttunnel mot kraftstasjonen (kostnader unntatt beregningene)

Arbeidene med inntakskonstruksjonen fra Stormyrbassenget vil bli utført på en bestemt måte uavhengig av tilløpstunnelens drivemethode. Med inntakskonstruksjonen menes alt arbeid knyttet til inntaket som innløpskanal, lukekonstruksjon, drivingen mot utslagssalven, betongarbeider, fangdam og adkomstvei. Drivingen mot utslagssalven skal foregå konvensjonelt og jeg har antatt lengden av denne tunnelen til 200 m. Drivekostnadene for denne tunnelen er vanskelig å beregne på grunn av andre helt andre prosedyrer nær dammen og omfattende kartleggingsarbeid under driving. Arbeidene med inntakskonstruksjonen vil være det siste som utføres på prosjektet av praktiske hensyn, og vil ikke influere byggetiden.

Jeg har valgt å holde tverrslaget forbundet med adkomsttunnelen utenfor beregningene. I dette prosjektet er det tenkt drevet en stoff konvensjonelt sørover fra adkomsttunnelen, mot inntaket. Ved eventuell fullprofilboring er det mulig denne delen av tilløpstunnelen ikke blir drevet med TBM. Den totale lengden av tilløpstunnelen blir derfor forkortet med 400 m. Dette vil gi til dels feil sammenligningsgrunnlag mellom drivemetodene, men det er vanskelig å vurdere kostnader som knyttes opp mot tilløpstunnelen og adkomsttunnelen. Total lengde på tilløpstunnelen er ca 7800 m inkludert partiet som er planlagt drevet fra dette tverrslaget og inntaket. I beregningene er det derfor tatt utgangspunkt i at tilløpstunnelen er 7220 m.

7.2 Massetransport og tekniske installasjoner

Kostnaden av massetransport ut av tunnelportalen vil bli behandlet hver for seg. Massene som transporteres ut, samles opp i en omlastningsplass hvor videre transportering forholder seg tilnærmet likt. Det er tenkt etablert deponier ved tverrslagene Tullavbekken og Fallforsen, som skal ta i mot masser fra henholdsvis konvensjonell drift og fullprofilboring. På bakgrunn av manglende tilgjengelig informasjon og prinsippet om at kostnadene forventes å være like, har jeg ikke beregnet kostnader for deponering av masser. Denne forenklingen kan også diskuteres, men det er knyttet en del usikkerhet rundt kapasiteten til de eksisterende deponiene og muligheten for omregulering i området.

Tekniske installasjoner antas like og arbeidet fullføres etter at drivingen er ferdigstilt. Kostnadene knyttet til dette anses som like og det vil ikke påvirke driften.

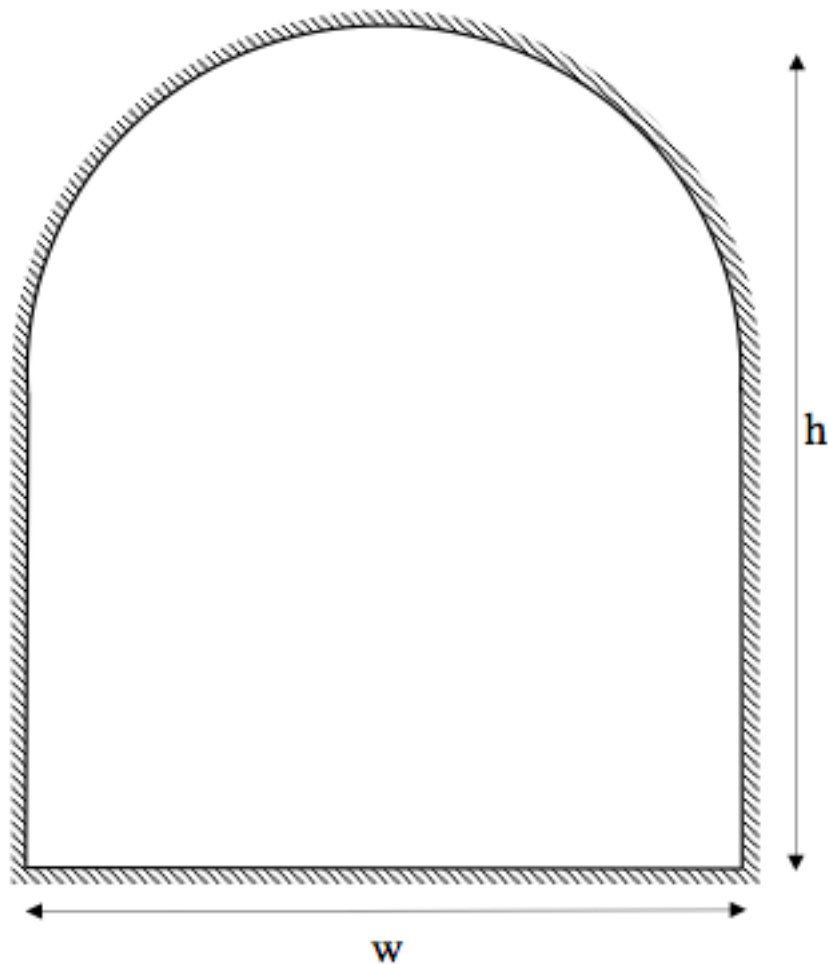
8 Konvensjonell driving av tunnel

Dette kapitlet omhandler resultatene av beregningene for inndrift og byggekostnader. Beregningene er utført ved hjelp av tunsim og prognoser utarbeidet ved NTNU. Prognosene kommer fra Report 2-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING, utarbeidet ved NTNU som en del av doktorgradsarbeidet til Shokrollah Zare [24], [25], [26]. Arbeid som gjelder både for fullprofilboring og konvensjonell drift er ikke tatt med (kapittel 7).

8.1 Tunneldata

8.1.1 Tverrsnitt

Prosjektet tverrsnitt for konvensjonell drift er 50 m^2 . Figur 8.1 viser et typisk tverrsnitt for vannføringstunneler.



Figur 8.1: Typisk tverrsnitt for vanntunneler [24]

Forholdstallet mellom høyde og bredde, h/w , er anbefalt ved følgende tverrsnittsbeskrivelse:

Tverrsnittets størrelse	Forholdstall
Lite tverrsnitt	$h/w > 1$
Middels tverrsnitt	$h/w \approx 1$
Stort tverrsnitt	$h/w < 1$

Tabell 9.1: Forhold mellom tverrsnittets høyde og bredde [24]

Størrelsen på tverrsnittet kan karakteriseres som middels stort som tilsvarer forholdstallet $h/w \approx 1$. Prosjektet tverrsnitt på 50 m^2 gir da en høyde og bredde på ca. 7,5 m. Ved senere beregninger av sikringsomfanget vil jeg ta utgangspunkt i denne verdien.

Tverrsnittet har tilstrekkelig størrelse for hjulbundet massetransport uten bruk av nisjer.

8.1.2 Lengdeprofil

Lengdeprofilen følger traseen vist av figur 6.1 og 6.2, og vil være det samme konvensjonell drift og fullprofilboring. I beregningene er lengden på tunnelen forutsatt å være 7220 m. I beregningene av utkjøring av forutsettes det hjulbundet massetransport. Hjulbundet massetransport stiller større ventilasjonskrav sammenlignet med sporbundet, men fleksibiliteten og kostnadsnivået rettferdiggjør denne typen massetransport.

8.1.4 Drift av tunnel

Tunnelen drives, som nevnt tidligere, til to sider fra et tverrslag. Tidlig i drivefasen vil dette by på utfordringer for massetransport og sprengningsavvikling. I startfasen vil sprengningsavviklingen føre til full driftsstans for motsatt stuff, og et system hvor begge salvene går av før rensk og massetransport vil gi bedre fremdrift. Dette forutsetter lik fremdrift for begge arbeidslagene. I et slikt scenario vil utkjøring av masser foregå samtidig og tverrslaget bør utvides eller inneholde møtenisjer.

8.1.5 Møtenisjer i Tverrslaget

Tverrslaget har en prosjektert lengde på 320 m og 35 m^2 tverrsnitt. I tillegg til prosjektert tverrsnitt og lengde vil jeg inkludere tre møtenisjer for å lette transporten ut av tunnelen. Møtenisjenes utforming må tilpasses dumper størrelsen og plassering skal unngå unødvendige bakkestarter i tverrslaget.

8.1.6 Arbeidsgjennomføring

Anlegget ligger utenfor bebygde områder noe som muliggjør driving syv dager i uken. Det forutsettes arbeid med tre lag per stuff etter 12-9 prinsippet, som består av tolv dager arbeid og ni dager fri med ti-timers skift. Dette tilsvarer 140

tilgjengelig arbeidstimer per uke, som gir 134 effektive arbeidstimer [25]. Det er antatt 46 tilgjengelige uker per år.

8.2 Byggetid

8.2.1 Rigging

Tverrslaget ved Tullavbekken ble opprettet ved drivingen av den eksisterende tilløpstunnelen, og infrastruktur som anleggsveier, strøm- og vanntilkoblingsmuligheter er derfor allerede etablert. Før anlegget kan tas i bruk må området sikres med gjerder, kontor-, mannskaps- og forlegningsbrakker oppføres og avløpsanlegg etableres. Tidsforbruket for tilrigging av anleggsplassen antas å være 3 uker.

8.2.2 Tverrslag fra Tullavbekken

Tverrslaget ved Tullavbekken ligger omtrent midt på tilløpstunnelen og er et eksisterende tverrslag. Tverrslaget skal gå over eksisterende tilløpstunnel, og det antas at dette vil føre til kortere salvelengder under driving. Som nevnt i del 8.1.5 skal den nye tverrslagsarmen inneholde tre møtenisjer. Partiet det skal drives gjennom, tilsvarer sone 2 og består hovedsakelig av marmor og kalkstein. Verdier på de ulike parameterene finnes i kapittel 6.3. Sikringsomfanget er antatt ut i fra bergklasse 2 (tabell 6.2), systematisk bolting i hengen og sprøytebetong.

Brutto ukentlig inndrift, med forutsetningene vist i figur 2, er beregnet til 89.6 m/uke. Dette gir en drivetid på 3,6 uker, eksklusiv sikring. Inkludert tiden for sikring er drivetiden estimert til 3,9 uker.

1	2	Unit	Model	User
3	Input data			
4	Tunnel data			
5	Tunnel cross section	m ²	60,0	35,0
6	Tunnel length	m	3 000	320
7	Drillhole length	m	5,00	3,50
8	Drillhole diameter	mm	48	48
9	Diameter large drillholes	mm	102	102
10				
11	Rock data			
12	Blastability		Medium	Medium
13	Drillability		Medium	Good
14	DRI		65	73
15	Rock wear quality, VHNR		250	350
16				
17	General			
18	Skill level		High	
19	Excavation method		Trackless	
20				
21	Drilling, charging			
22	Type of drilling hammers		COP 1838	
23	Number of drilling hammers		3	
24	Explosives type		Emulsion	Emulsion
25				
26	Loading, transport			
27	Loading equipment		Cat 966G	
28	Transport equipment		Truck	
29				
30				

Figur 8.2: Eksempel på input i Tunsim

Driving med to stuffer fra tverrslaget vil redusere fremdriften tidlig i driveprosessen. I hvilken grad dette påvirker fremdriften avhenger av samtidigheten til begge stoffene. Hvis fremdriften til stoffene er ulike, kan det bli vekselvis driftsstans grunnet sprengning. Tidlig i driften vil også kun være mulig å drive med en rigg. Konsekvensene dette har for byggetiden er satt til to uker.

8.2.3 Sikring

Det totale sikringsomfanget i tunnelen er bestemt ut i fra fordelingen av bergklasser i den ingeniørgeologiske vurderingen (tabell 6.1). En oversikt over antatt fordeling av bergklasser og korresponderende sikringsomfang finnes i kapittel 6.2.3. Den antatte fordelingen gjelder for hele lengden av tunnelen, men beskriver ikke forholdene innad i sonene. Beregningene av sikring tar utgangspunkt i at lengden på hengen er satt til 11 m ut i fra en bredde på 7.5 m, og høyden på veggen er 4 m ut i fra en omkrets på 19 m, eksklusiv såle.

Bergklasse	Bolter (stk/m)	Sprøytebetong (m ³ /m)	Sprøytebetongribber	Forbolting (stk/m)
1	1	0.67	-	-
2	2,2	0.91	-	-
3	4.5	1.9	-	-
4	13	5.35	0,5	12.5

Tabell 8.2: Sikringsomfang for ulike bergklasser

Antallet sprøytebetongribber er beregnet med utgangspunkt i en ribbeavstand på 2 m, mens antallet forbolter er beregnet ut i fra en bolteavstand på 0,3 m [9]. For Bergklassene 1-3 er tatt utgangspunkt i en salvelengde på 5 m, mens i bergklasse 4 er forutsatt driving med reduserte salvelengder tilsvarende 3 m.

Totalt Sikringsomfang i tilløpstunnelen vil se slik ut:

Bergklasse	Bolter	Sprøytebetong (m ³)	Forbolter (antall)	Sprøytebetongribber (antall)
1	1447	1447	-	-
2	8712	3604	-	-
3	4374	1847	-	-
4	1404	578	1356	54
Totalt	15937	7475	1356	54

Tabell 8.3: Sikringsmengde for tilløpstunnelen

Bolting

Totalt tidsforbruk er beregnet ut i fra delarbeidene boring og montering av bolten. Deltidene forutsetter polyesterforankrede bolter og montering etter boring [23].

Bergklasse	Bolter (stk/m)	Bolter per salve (stk)	Tid (h/m)	Tid (h/salve)
1	1	5	0.09	0.45
2	2.2	11	0.14	0.7
3	4.5	22	0.25	1.25
4	13	39	0.72	2.16

Tabell 8.4: Oversikt over tidsforbruk knyttet til bolting

Sprøytebetong

Hele tunnallengden skal sikres med sprøytebetong uavhengig av bergmassens beskaffenhet. Arbeid knyttet til sikring med sprøytebetong omfatter rigging av utstyr, spyling av konturen og påføring. For å sikre tilstrekkelig heft er viktig at konturen spyles grundig etter rensk. Enhetstiden for bergklasse 1-3 er funnet av figur 3.1, mens bergklasse 4 er funnet av figur 3.3 etter PR 2F-99 Tunnelsikring [23]. Tidsforbruket korrigeres med en faktor ut i fra antatt lengde og hvor tidsbestemmende arbeidet er. I bergklasse 1 og 2 vil arbeidet foregå nesten som normalt under sprøyting og den tidsbestemmende faktoren er satt til 0.3. Ved driving gjennom partier som går under bergklasse 3 og 4, forutsettes det fullstendig sprøyting før arbeidet på stuff kan fortsette.

Bergklasse	Mengde (m ³ /m)	Tykkelse (m)	Enhetstid (h/m ³)	Korreksjon For lengde	Faktor tid	Tid (h)
1	0.67	0.06	0.2	1	0.3	0.04
2	0.91	0.06	0.2	0.9	0.3	0.05
3	1.9	0.1	0.13	0.77	1	0.19

Tabell 8.5: Beregnet tidsbruk ved påføring av sprøytebetong (bergklasse 1-3)

Bergklasse	Mengde (m ³ /m)	Enhetstid (h/m)	Korreksjon For lengde	Faktor tid	Tid (h/m)
4	5.35	0.73	1	1	3.91

Tabell 8.6: Beregnet tidsbruk ved påføring av sprøytebeton (bergklasse 4)

Forbolting

I bergklasse 4 må noe forbolting påregnes ved dårlig bergmasse. Denne typen sikring foran stuff skal opprettholde og sikre hengens profil umiddelbart etter sprengning i dårlig bergmasse. Lengden på boltene skal være ca 8 m slik at de har tilstrekkelig forankring [4]. Forbolting antas nødvendig for halve lengden av bergklasse 4, og kombineres med vanlige bolter.

Mengdeberegningene gir 12.56 bolter/m i soner med dårlig bergmasse. Med en salvelengde på 3 m, gir dette 38 bolter/salve. Tidsforbruket knyttet til forbolting er anslått til 4.5 h/salve eller 1,5 h/m, etter figur 3.4 [23].

Sprøytebetongribber

Det er ikke ventet større soner med aktiv leirmateriale i tunnelen. Dette fører til at sprøytebetongribber erstatter full utstøpning på grunn av svakhetssonenes beskaffenhet i dette prosjektet. Metoden med sprøytebetongribber er raskere og billigere en tradisjonell full utstøpning

Stålbueene forankres i de radielle boltene, og det legges et ekstra tykt lag med sprøytebetong. Tidsbruken for de radielle boltene er allerede tatt med i beregningen, så ekstra tid forbundet med sprøytebetongribber er montering av ribbene og påføring av sprøytebetong. Tidsbruk som går med til montering av ribbene antas å være inkludert i sprøytebetong for bergklasse 4, gitt i tabell 8.6. Denne er beregnet for et tykkere lag av sprøytebetong, slik at den beregnede tiden også inkluderer montering av ribbene.

Injeksjon

Det er ikke ventet store problemer knyttet til vanninntrengning eller driving gjennom svakhetssoner for tunnelen, men noe injeksjon må antas. Hvor omfattende injeksjonsarbeidet vil bli i denne tunnelen er vanskelig å estimere ut i fra tilgjengelig informasjon, men i beregningene er det lagt til grunn 250 m med injeksjon. Estimater er basert på kravet fra omgivelsene (setningsskader og vannstand) og operative krav. Med operative krav menes krav under driving, med tanke på drift og bergmassens stabilitet. I bergklasse 4 er naturlig å anta injeksjon under hele partiet for å sikre best mulig sprekkeforhold. I dette prosjektet er kravene til vanninntrengning små, og estimatet er derfor noe lavere enn for andre typer tunneler.

Mengden injeksjonsmiddel er også veldig usikkert, da det er vanskelig å vite hvordan sprekkesystemene opptrer rundt tunnelen. Ved injeksjon i karster eller sprekker som leder til karster, vil mengden injeksjonsmiddel være nærmest ubegrenset. Hvorvidt forinjeksjon skal gjennomføres avhenger av hva som kommer frem av sonderboringen eller testhull.

Tiden til injisering beregnes ut i fra en antagelse om fire pumpelinjer og gjennomsnittlig 600 kg injeksjonsmiddel per løpemeter. Dette gir enhetstid på 0.66 h/m (figur 3.7 [4]). Korreksjonsfaktoren er satt til 2.6 (figur 3.9 [24]), noe som gir en enhetstid på 1.72 h/m. Det totale tidsforbruket med et 250 m langt parti hvor det utføres injeksjon er 429 timer, eller 3.1 arbeidsuker. Injeksjonsarbeid fører til stans i fremdriften, og må legges til i sin helhet.

8.2.4 Total byggetid

Total byggetid inkluderer driving av tverrslag, tilløpstunnel, sikring og tilrigging. Fra tverrslaget ved Tullavbekken drives det med to stuffer som er henholdsvis 3030 m og 4190 m. Stoffene kan karakteriseres som noe asymmetriske og lange.

Det antas like stabilitetsforhold for begge stoffene, da det ikke er angitt plasseringen av svakhetssoner eller forventet dårlig bergmasse.

To stuffer ut i fra tverrslaget vil redusere fremdriften til begge tidlig i driveprosessen. I hvor stor grad dette påvirker fremdriften avhenger av samtidigheten til begge stoffene, og hvor i syklusen de er. Hvis fremdriften til stoffene er ulike, vil de bli vekselvis hyppig driftsstans grunnet sprengning. Tidlig i driften vil det også kun være mulig å drive med en rigg.

Beregningene av total byggetid forutsetter kontinuerlig drift av tunnelen. Arbeidsgjennomføringen gir 140 arbeidstimer per uke, men normal praksis i anleggsbransjen sørger for at arbeidet skal ferdigstilles uavhengig av timetallet. Beregningsmessig fører dette til drivetiden regnes ut i fra tidene til delarbeidene som inngår i syklusen. Det tas utgangspunkt i resultater fra tunsim og sikringsomfanget skissert i 8.2.3.

Bergklasse	Bolting (h/m)	Sprøytebetong (h/m)	Lengde (m)	Total tid (h)
1	0.09	0.04	2160	281
2	0.14	0.05	3960	752.4
3	0.25	0.19	972	428
4	0.72	3.91	108	500
Totalt				1961.4

Tabell 8.7: Oversikt over total tid til sikring eksklusiv forinjeksjon og forbolting

Total beregnet tid til forinjeksjon er 429 timer, mens tilsvarende til forbolting er 162 timer. Beregnet tid til sikring blir da 2552,4 timer, eller 19,04 uker. Ut i fra prinsippet om lik fordeling av sikring over hele tunnallengden, vil tid til sikring for stoffen mot stasjonshallen bli 11,1 uker. Tilsvarende for stoffen mot inntaket vil være 7,96 uker.

Stuff mot stasjonshallen

Inndriften beregnes ved hjelp av tunsim og er dimensjonert ut i fra stoffen mot stasjonshallen:

Bergklasse	Inndrift (m/uke)	Lengde (m)	Total tid (uker)
1	118.9	1257	10,57
2	118.9	2304.5	19,4
3	118.9	565.6	4,76
4	97.0	62,9	0,65
Sum:			35,4

Tabell 8.8: netto drivetid for suff mot stasjonshallen

Aktivitet	Tid
Driving	35,4 uker
Sikring	11,01 uker
Tverrslag	3,9 uker
Rigging	3 uker
Ekstra tid pga. To stuffer	2 uker
Totalt stuff mot kraftverket	55,31 uker

Tabell 8.9: Total byggetid stuff mot stasjonshallen

Byggetiden for stuffen mot inntaket er beregnet til 55.3 uker.

Stuff mot inntaket

Lengden av stuffen mot inntaket antas å være 3030 m. Beregningene følger samme fremgangsmåte som for stuffen mot stasjonshallen.

Bergklasse	Inndrift (m/uke)	Lengde (m)	Total tid (uker)
1	118.9	909	7.65
2	118.9	1666.5	14
3	118.9	409	3.44
4	97.0	45.5	0.47
Sum:			25.56

Tabell 8.10: Netto drivetid for stuff mot inntaket

Total byggetid for stuffen mot inntaket blir da:

Aktivitet	Tid
Driving	25,56
Sikring	7,96 uker
Tverrslag	3,9 uker
Rigging	3 uker
Ekstra tid pga. To stuffer	2 uker
Totalt stuff mot kraftverket	39,42 uker

Tabell 8.11: Byggetid for stuff mot inntaket

8.3 Kostnader ved konvensjonell drift

Kostnader og kostnadsindekser benyttet i oppgaven, er hentet fra tidligere år hvor kostnadsnivået er lavere enn i dag. For å kunne sammenligne kostnader ved fullprofilboring og konvensjonell drift må kostnadsnivået være likt i beregningene. I denne oppgaven er kostnadene beregnet ut i fra kostnadsnivået per August 2012, siden dette er det siste tilgjengelig tallmaterialet. Korreksjonsfaktoren for kostnadsnivå er beregnet ut i fra "Anleggsmaskiner; kostnadsindeks" [27], som strekker seg fra 1978 til august 2012. Ved kostnader

som er lengre tilbake enn 2007, vil kun 2/3 av prisstigningen tas med grunnet økt produktivitet [26]. Korreksjonsfaktoren for kostnader i tunsim er beregnet til 1,25.

Strømprisen benyttet i oppgaven er hentet fra "Kraftpriser i sluttbrukermarkedet, kvartalsvis. Eksklusive avgifter" [28]. Prisen for 4. Kvartal 2012, var 30,7 øre/KWh. Prisen på anleggsdiesel 24. Mai 2013, var satt 9,97 kr/liter [29].

8.3.1 Tverrslag

Kostnadene forbundet med driving av tverrslaget inkludert tre nisjer er bergenet i tunsim, mens sikringskostnadene er ventet å samsvare med bergklasse 2. Drivekostnadene er hentet fra tunsim 9019 kr/m i 2005- prisnivå. Inkludert korreksjonsfaktoren for prisstigning, blir drivekostnadene for hele tverrslaget inklusiv nisjer er 3 971 344 kr.

Sikringsomfanget tilsvarer bergklasse 2, og kostnadene er hentet fra Report 2c-05 [26]. Kostnader forbundet med sprøytebetong og bolting er henholdsvis 2300kr/m og 1700 kr/m med kostnadsnivå fra 2005.

Totale kostnader ved Tverrslaget er vist i tabell 8.12.

Aktivitet	Kostnad (kr)
Driving	3 971 344
Sikring	1 761 323
Totalt	5 732 667

Tabell 8.12: Kostnader ved etablering av tverrslag

8.3.2 Drivekostnader

Drivingen av tilløpstunnelen foregår ved hjelp av stuffer av ulik lengde. Drivekostnaden for stuffen mot kraftstasjonen er beregnet i tunsim til 8730 kr/m. I dagens prisnivå tilsvarer dette 10896,6 kr/m. For stuffen mot inntaket er pris per meter beregnet til 8470 kr/m. Etter gjeldene prisnivå tilsvarer dette 10572 kr/m. Tabell 8.13 viser en sammenstilling av drivkostnadene.

	Lengde (m)	Kostnad (kr/m)	Kostnad (kr)
Stuff mot kraftstasjonen	4190	10 896,6	45 656 754
Stuff mot inntaket	3030	10 572	32 033 160
Total drivekostnad		10 760,4	77 689 914

Tabell 8.13: Sammenstilling av drivekostnader

Kostnadene forbundet med driving vil i realiteten være noe større siden utnyttelsesgraden vil være forholdsvis lav tidlig i drivefasen. Driving av to stuffer

samtidig vil gi mange uproduktive arbeidstimer, noe som ikke vises i beregningene. Kostnadene for dette vil være vanskelig å estimere og det antas derfor at merkostnaden kan neglisjeres.

Drivekostnadene beregnet i tunsim inkluderer massetransport ut av tunnelen. I kap 6.8 avgrenses massetransporten i oppgaven kun til å gjelde transport ut av tunnelen og ikke videre til deponi. Derfor vil det ikke bli gjennomført inngående kostnadsberegninger for massetransport.

Rentekostnadene er forutsatt 5% i tunsim. Hele prosjektets varighet er mye lengre en drivetiden for tilløpstunnelen, noe som gjør rentekostnadene vanskelig å håndtere. 5 % er et konservativt anslag, men vil forholde seg likt for begge drivemetodene.

8.3.3 Sikringskostnader

Drivekostnadene fra beregningsverktøyet tunsim inkluderer ikke sikring. Kostnadene knyttet til sikring er beregnet ut i fra sikringsomfanget i kapittel 8.2, mens kostnader forbundet med sprøytebetong er hentet fra figur 3.1 PR 2C-05 [26]. Kostnader forbundet med bolting er hentet fra Prosjektrapport 10A-91 TUNNELSIKRING bolting [23].

Prisnivået for bolting er mars 1991, noe som gir en korreksjonsfaktor på 1,64. Tilsvarende korreksjonsfaktor for sprøytebetong er 1,5.

Sikringsomfanget for bolter og sprøytebetong er hentet fra tabell 8.3.

Kostnadene forbundet med montering av bolter er beregnet til 1123 kr/bolt [23] inkludert en korreksjonsfaktor på 1,64.

Totale kostnader forbundet med bolting blir som følgende:

Kostnad per bolt	Antall bolter (stk)	Kostnad
1123 kr	15 937	17 897 251 kr

Tabell 8.14: Kostnad bolter

Kostnader forbundet med sprøytebetong avhenger av mengden som skal påføres og vil bli beregnet for hver bergklasse. Kostnadene per meter er hentet fra Figur 3.2 [26] og inkluderer korreksjonsfaktoren. Kostnadene av sprøytebetong i bergklasse 4, er antatt å være 250% av tilsvarende for bergklasse 3.

Bergklasse	Kostnad per meter (kr/m)	Lengde (m)	Kostnad (kr)
1	1950	2160	4 212 000
2	2963	3960	11 733 480
3	3975	972	3 863 700
4	9938	108	1 073 304
Total kostnad			20 882 484

Tabell 8.15: Totale kostnader for sprøytebetong

Forbolting og sprøytebetongribber inngår ikke i beregningene, men kostnadene forbundet med dette er relativt små sammenlignet med bolting og sprøytebetong. For sprøytebetongribber er kostnadene med bolting og påføring av sprøytebetong allerede inkludert og de øvrige kostnadene for materialer og montering er relativt små. Kostnadene ved montering av forbolter er større enn for sprøytebetongribber, men dette utgjør kun en liten del av de totale kostnader og det antas tilnærmet ingen kostnader knyttet til forbolting.

8.3.4 Rigg- og driftskostnader

Rigg- og driftskostnadene inkluderer kontorer, forlegningsbrakker og ulike utgifter knyttet til den daglige driften som strøm, vann og lignende. Tilløpstunnelen er kun en del av hele prosjektet og utgifter knyttet til dette er derfor satt til 5% av de totale kostnadene.

8.3.5 uforutsette kostnader

Drivekostnadene beregnet i tunsim inkluderer uforutsette hendelser og dekker denne posten med påslag på 10%. Prosentene er ikke lagt på sikringskostnadene, så det reelle prosentpåslaget er under 10% sett i forhold til hele kostnadsbildet. For å gi et riktigere anslag av uforutsette kostnader er ytterligere 5% lagt til på arbeidskostnadene.

8.3.6 Administrative kostnader

Posten for administrative kostnader skal dekke kostnader rundt planlegging, prosjektoppfølgning og ledelse. I eksempel 3.2 [26] er administrasjonskostnadene satt til 18% av prosjektkostnadene eksklusiv renter.

Siden tilløpstunnelen kun er en del av hele prosjektet og administrasjonen vil ha flere oppgaver, må prosentpåslaget justeres noe. Jeg har valgt å forutsette 10% videre i oppgaven.

8.3.7 Totale kostnader

Totale kostnader for tilløpstunnelen blir beregnet som følger:

Aktivitet	Kostnad
Tverrslag	5 732 667 kr
Drivekostnad	77 689 914 kr
Sikring	20 882 484 kr
Sum arbeidskostnader	104 305 065 kr
Rigg- og driftskostnader (5%)	5 215 253 kr
Sum	109 520 318 kr
Uforutsette kostnader (5%)	5 476 016 kr
Sum	114 996 334 kr
Administrative kostnader (10%)	11 499 533 kr
Total kostnad	126 495 967 kr

Tabell 8.16: Totale kostnader for tilløpstunnelen

Totalkostnaden for driving av tilløpstunnelen med konvensjonell drift er beregnet til 126 495 967 kr, eller 17 520 kr/m.

9 Fullprofilboring av tunnelen

Beregning av kostnad og inndrift ved fullprofilboring forholder seg til samme fremgangsmåte som for konvensjonell drift. Beregningene er utført i Fullprof og etter PR 1-98 [14], [15], [16], [17], [18], [19], [20].

9.1 TBM

9.1.1 Maskintype

For dette prosjektet er det valgt en åpen TBM (gripper TBM). Geologien i Nedre Røssåga favoriserer åpen TBM med harde bergarter, middels borbarhet, gode vannforhold og antatt få svakhetssoner. I tillegg vil det ikke kreves omfattende sikring som betongelementer i tunnellingene, noe som favoriserer en åpen TBM.

9.1.2 Maskindata

For å beregne inndrift og kutterlevetid må også maskinparameterene være kjent [13]. Maskinen har allerede en kjent ytre diameter på 7,23 m, og dette vil bli brukt i beregningene. Øvrige maskinparametere er avhengig av maskintype og -størrelse. For maskinen som skal brukes i dette prosjektet har jeg lagt til grunn følgende maskinparametere basert på typiske verdier.

Jeg har antatt en kutterdiameter på 483 mm (19"), siden det skal bores i hardt fjell. Stålet kutterringen består av er satt som begrensende faktor for matekraften og maksimalt anbefalt matekraft per kutter er satt til 312 KN (e-post, Sindre Log). Antall kuttere er bestemt ut i fra midlere kutteravstand og TBM radius. Jeg antar en midlere kutteravstand på 80 mm, som tilsvarer ca 45 kuttere. Omdreiningstallet bestemt til 7 RPM, mens steglengden er antatt til 1,7 m [13].

9.2 Byggetid

9.2.1 Montering og oppstart

Tid som brukes før fullprofilboringen starter omfatter tilrigging, byggingen av monteringshall, oppstartstunnel og montering av maskinen. Leveringstiden er ikke inkludert i beregningene siden denne er forutsatt klar til anleggsoppstarten. Monteringshallen er forutsatt plassert under jord, ca. 200 m fra inntaket.

Tillriggingen antas å være lik som for konvensjonell drift, altså 3 uker. Byggetid for monteringshallen er antas å være to uker, mens monteringsstiden er satt til åtte uker. Ekstra tid til å pusse opp eller modifisere maskinen er ikke inkludert i beregningene.

Oppstartstunnelen er antatt å være 50 m og skal drives konvensjonelt. Denne tunnelen drives fra monteringshallen og følger tilløpstraseen. Drivetiden for oppstartstunnelen er beregnet til 4,5 dager under forutsetningene kontinuerlig drift og bergklasse 2. På grunn av korte salver, oppstykket arbeid og kortere arbeidstid, vil byggetiden reelt være lengre. I beregningene vil jeg derfor anta at byggetiden er 1,5 uker.

9.2.2 Tid til boring

I dette prosjektet forutsettes kontinuerlig drift i 6 dager også en dag til vedlikehold. 144 ukentlig timer tilsvarer 138 effektive arbeidstimer [16].

Prosjektet er delt inn i åtte soner med drivetekniske parametere og lengder estimert i kapittel 6. I beregningene er det tatt utgangspunkt i at fire soner har ulike geologiske forhold. Beregningsprogrammet Fullprof bestemmer den totale drivetiden ved å summere opp boretiden for hver sone.

Tid til boring er beregnet til 43,5 uker, med midlere inndrift på 2,58 m/h og maskinutnyttelseskoeffisient på 46,6 %. Tid til boring avhenger, som nevnt tidligere, mye av geologiske forhold. I kap. 11 er det gjennomført en usikkerhetsanalyse hvor endringer i forventet geologi er vurdert.

9.2.3 Sikring

Fullprofilboring er som drivemetode mer skånsom mot det gjenstående fjell enn konvensjonell drift, med vesentlig bedre stabilitet som resultat. Under normale forhold er arbeidssikring begrenset til et minimum. I godt fjell kan sikringskostnadene være 1/3 – 2/3 av kostnadene ved konvensjonell drift [13].

Under driving gjennom bergklassene 1 og 2 antas det ingen heft grunnet sikring. Bolting og sprøytebetong kan i disse bergklassene, monteres under boring. I Bergklasse 3 og 4 må det påregnes noe redusert fremdrift ved stedvis montering av tyngre sikring. Tidspåslaget for sikring i disse bergklassene antas å være 50 % av tidsforbruket beregnet for konvensjonell drift, totalt 7,11 uker.

Det forutsettes samme omfang av injeksjon ved fullprofilboring som for konvensjonell drift. I kapittel 8.2.3 ble tidsforbruket knyttet til injeksjon, beregnet til 429 timer eller 3.1 uker.

9.2.4 Demontering og utkjøring

Demonteringen av maskinen vil ikke påvirke byggetiden siden dette vil skje utenfor tunnelen. Utkjøringen av maskinen vil derimot innvirke på byggetiden siden dette regnes som en del av drivetiden. Tidsforbruket knyttet til dette antas å være en uke.

9.2.5 Byggetid fullprofilboring

Aktivitet	Tidsforbruk i uker
Tilrigging	3
Monteringshall	2
Oppstartstunnel	1,5
Montering	8
Boretid	43,5
Sikring	10,21
Demontering og utkjøring	1
Total byggetid	69,21

Tabell 9.1: Total byggetid ved fullprofilboring

Total byggetid ved fullprofilboring er estimert til 69,21 uker, som tilsvarer 1 år og 23 uker.

9.3 Kostnader fullprofilboring

Kostnader for fullprofilboring beregnes ut i fra simuleringsverktøyet Fullprof. Og prognoser fra Hard ROCK TUNNELBORING [17]. Kostnadsnivået i fullprof er fra 1. Januar 1999. For å få et felles sammenligningsgrunnlag for drivemetodene, vil kostnaden regnes om til prisnivået for august 2012. Som for konvensjonell drift er korreksjonsfaktoren for endringer i kostnader regnet ut i fra "kostnadsindeks anleggsmaskiner" [27]. På grunn av økt produktivitet og nye maskiner, justeres også her korreksjonsfaktoren med 2/3. Korreksjonsfaktoren for kostnader i Fullprof er beregnet til 1,385.

Kostnader knyttet til Injeksjon forholder seg likt for begge drivemetodene, og det er akseptabelt å se bort i fra dette.

9.3.1 Oppstartstunnel

Drivekostnadene inkluderer blant annet montering og demontering av maskinen. Kostnader ved bygging av monteringshall er ikke med i beregningen. Kostnader for oppstartstunnelen er beregnet i tunsim til 10483 kr/m. Lengden av tunnelen er forutsatt 50 m, noe som gir en total kostnad på 655 417 kr med kostnadsnivået i august 2012.

9.3.2 Drivekostnader

Drivekostnadene i Fullprof er beregnet til 10082,2 kr/m som tilsvarer 13963,8 kr/m i August 2012. Den totale drivekostnaden for delen av tilløpstunnelen drevet med TBM blir da 100 120 783 kr.

9.3.3 Sikring

Sikringsomfanget ved fullprofilboring vil være vesentlig mindre enn for konvensjonell drift. Sikringsomfanget er antatt å være 50% av kostnadene beregnet for konvensjonell drift. Sikringskostnadene ved fullprofilboring på blir da estimert til 10 441 242 kr.

Sikringskostnadene ved fullprofilboring vil være vesentlig lavere ved gode fjellforhold sammenlignet med konvensjonell drift. I beregningene er det brukt 50 % som forhold mellom drivemetodene, noe som tilsvarer middels god bergmasse.

9.3.4 Massetransport

I motsetning til tunsim, beregner ikke Fullprof kostnader ved massetransport. Det forutsettes bruk av kontinuerlig transportbånd fra stoffen og ut av tunnelen. Kostnadene ble funnet etter prognoser i PR 1C-98 HARD ROCK TUNNEL BORING costs [17]. Kostnad for massetransport er bestemt til 850 kr/m. Det må også leges til en kostnad på 190 kr/m for hjelpesystemer rundt transportbåndet.

Kostnaden for massetransport ut av tunnelen blir totalt 10 327 668kr.

9.3.5 Rigg- og driftskostnader

Rigg- og driftskostnadene ved fullprofilboring antas å forholde seg likt som ved konvensjonell drift, altså et prosentpåslag på 5 %.

9.3.5 Uforutsette kostnader

Uforutsette kostnader vil her bestå av uventede maskinfeil, eller endret geologi. Prosentpåslaget er satt 7,5% etter eksempel i HARD ROCK TUNNELBORING costs.

9.3.6 Administrative kostnader

Administrative kostnader forventes å forholde seg likt ved begge drivemetodene. Prosentpåslaget er satt til 10%, som for konvensjonell drift.

9.3.7 Rentekostnader

Rentekostnadene er ikke inkludert i drivekostnadene fra Fullprof. For å kunne sammenligne drivemetodene forutsettes det samme kalkulasjonsrente som for konvensjonell drift, altså 5% per år. Ved beregning av rentekostnad antas det et jevnt pådrag av kostnader over prosjektperioden på 69,2 arbeidsuker. Prosjektets varighet er satt til 1,44 år under forutsetningen om 46 arbeidsuker per år og uavbrutt arbeid etter det første året.

Rentekostnadene beregnes ut i fra effektiv rente og jevne kostnader som vist i følgende formel:

$$\text{Faktor rentekostnad} = \frac{((1 + r)^n - 1)(1 + \frac{r}{2})}{r \times n}$$

r = Kalkulasjonsrente

n= Prosjektets varighet

Ved en kalkulasjonsrente på 5% er faktor for rentekostnad beregnet til 1,034.

9.3.8 Totale kostnader

Utrekningen av totale kostnader følger samme fremgangsmåte som for konvensjonell drift og er vist i tabell 8.2:

Aktivitet	Kostnad
Oppstartstunnel	655 417 kr
Drivekostnad	100 120 783 kr
Sikringskostnad	10 441 242 kr
Massetransport	10 327 668 kr
Sum arbeidskostnader	121 545 110 kr
Rigg- og driftskostnader (5%)	6 077 255 kr
Sum	127 622 365 kr
Uforutsette kostnader (7,5%)	9 571 677 kr
Sum	137 194 042 kr
Administrasjonskostnader (10%)	13 719 404 kr
Sum	150 913 447 kr
Rentekostnader (3,4%)	5 131 057 kr
Totale kostnader	156 044 504 kr

Tabell 9.2: Totale kostnader ved fullprofilboring

Totalkostnadene for driving av tilløpstunnelen med fullprofilboring er beregnet til 156 044 504kr, tilsvarende 21612,8 kr/m.

10 Sensitivtetsanalyse

For å kunne vurdere drivemetodene opp mot hverandre bør det utføres en sensitivtetsanalyse slik at vurderingsgrunnlaget blir større. I dette kapitlet vil jeg se nærmere på hvordan endring i bergklasser og drivetekniske parametere påvirker inndrift og kostnader for de ulike drivemetodene. I delkapitlet rundt endringer i drivetekniske parametere har jeg kun valgt å se på fullprofilboring siden endringer i drivetekniske parametere vil ha liten innvirkning på kostnader og inndrift ved konvensjonell drift.

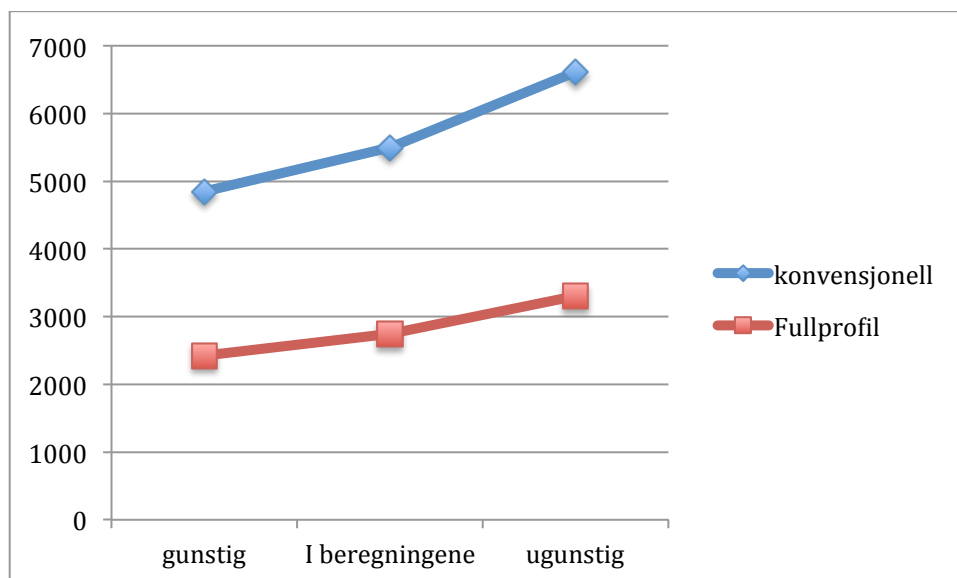
10.1 Endringer i bergklasseandelen

Sikringsomfanget er basert på hver bergklasse, som skissert i den ingeniørgeologiske vurderingen. Sensitivtetsanalysen tar for seg den mest fordelaktige og ufordelaktige fordelingen av bergklasser, gitt i tabell 11.1:

Bergklasse	Gunstig	I beregningene	Ugunstig
1	40%	30%	20%
2	50%	55%	47%
3	10%	13,5%	30%
4	0	1,5%	3%

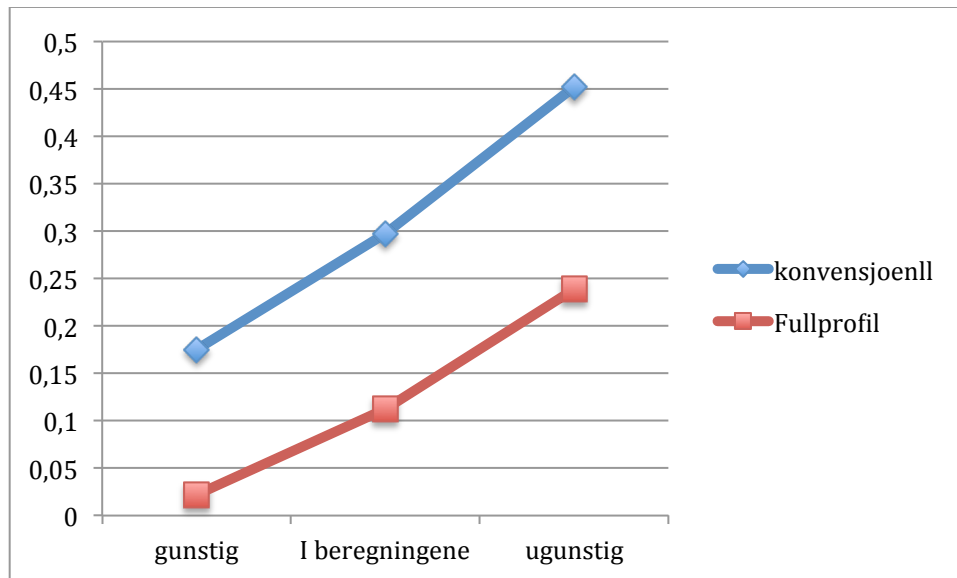
Tabell 10.1: Endringsgrunnlag bergklasser

Videre beregning av endringer i kostnad og tidsforbruk forutsetter de samme betingelsene som tidligere. Kostnadene er gitt i kr/lm.



Figur 10.1: Sikringskostnader per meter ved endringer i bergklasseandel

Av figur 10.1 ser vi at kostnadene ved konvensjonell drift er mest følsomme ved endringer i geologien. Dette er naturlig siden kostnadsberegningene forutsetter halve sikringskostnaden for fullprofilboring sammenlignet med konvensjonell drift.



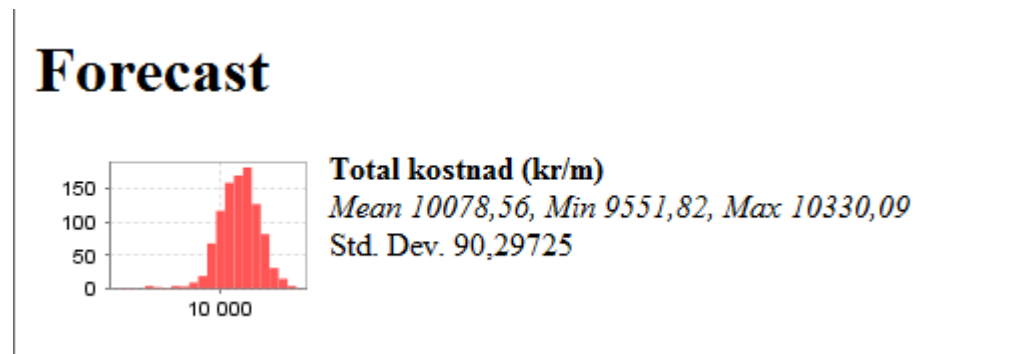
Figur 10.1: Midlere tidsforbruk knyttet til sikring

Endringer i tidsforbruket er vist i figur 10.2. Figuren viser at tidsforbruket ved fullprofilboring er mer følsomt enn konvensjonell drift overfor endringer i bergklasseandelen. En stor del av dette skyldes en mindre andel av bergklasse 1 og 2 hvor det er forutsatt ingen tidsbruk knyttet til sikring.

10.2 Endringer i drivetekniske parametere

Drivetekniske parametere brukt i oppgaven er valgt på bakgrunn av tidligere observerte verdier i nærheten av Røssåga eller andre steder i Norge. Usikkerheten rundt estimering av parameterene er derfor stor. Det er forutsatt liten innvirkning på resultatene ved konvensjonell drift, og jeg har kun utført en sensitivtetsanalyse for fullprofilboring.

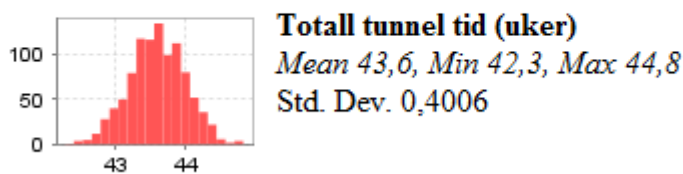
Simuleringen i Fullprof tar utgangspunkt i normalfordistribusjon rundt av parameterene CLI, DRI, kvartsinnhold og romvinkel og angir en normalfordistribusjon av resultatene. Resultatene av simuleringen er vist i figur 10.3 og 10.4.



Figur 10.3: Normalfordeling av total kostnad oppgitt i kr/m, eksklusiv sikring

Analysen av totale kostnader viser lite følsomhet overfor endringer i geologien innenfor normalfordelingen. Det skal store endringer i geologien til, for at totalkostnadene for hele tunnelen skal påvirkes i nevneverdig grad. Enkelt partier med store avvik i forhold til valgte parametere kan forekomme, men omfanget av disse partiene skal være spesielt store for å innvirke på den totale byggekostnaden.

Forecast



Figur 10.4: Total drivetid i Fullprof

Figur 10.4 viser at byggetiden ved fullprofilboring er lite overfor normale endringer i drivetekniske parametere, og kan ses i sammenheng med total byggetid. Totale drivkostnader beregnet i fullprof baseres på byggetiden og disse vil være avhengig av hverandre.

10.3 Ikke-kvantifiserte forhold

I de foregående delkapitlene er det blitt utført en kort sensitivtetsanalyse av kostnader og total byggetid ut ifra endringer i geologien. Et annet geologisk forhold som har stor innvirkning på inndrift og kostnader er antallet svakhetssoner og spesielt omfanget av disse. Svakhetssonene er ikke inkludert i beregningene siden det ikke eksisterer nok informasjon rundt temaet i grunnlagsmaterialet. Det er vanskelig å tallfeste mulige innvirkninger svakhetssoner kan ha på inndrift og kostnader, men det vil være en del av vurderingen ved valg av drivemetode.

Uforutsette hendelser som maskinfeil er ikke tatt i med i beregningen. Fullprofilboring vil i stor grad være eksponert for maskinelle feil på hovedkomponenter som både kan dette være kostbart og tidskrevende. Sammenlignet med fullprofilboring, er konvensjonell drift lite eksponert overfor uforutsette ytre betingelser.

11 Sammenstilling og drøfting av Resultater

I dette kapitlet skal resultatene av beregningene drøftes opp mot hverandre, og bli sett i sammenheng med andre faktorer som kan påvirke valg av drivemetode. Forutsetninger og antagelser rundt beregningene er også drøftet.

11.1 Byggetid

Byggetiden for konvensjonell drift er beregnet som den korteste, med 55,31 uker eller 1,12 år. I oppgaven er det forutsatt to stuffer, og drivetiden for konvensjonell drift er beregnet ut i fra stoffen mot kraftstasjonen som er 4190 m. En alternativ anleggsgjennomføring hvor det kan drives en stoff fra tverrslaget ved kraftstasjonen, vil kunne korte ned byggetiden noe. Denne gjennomføringen er ikke valgt med tanke på sammenligningsgrunnlaget, noe som favoriserer fullprofilboring.

For fullprofilboring er drivetiden beregnet til 69,2 uker (1,44 år). Prognosene viser en midlere netto inndrift på 2,58 m/h eksklusiv sikring. Sammen med forholdsvis lite sikring, kan inndriften karakteriseres som god. Sammenstillingen av byggetid er vist i tabell 12.1.

Drivemetode	Byggetid
Konvensjonell drift	55,31 uker
Fullprofilboring	69,2 uker

Tabell 11.1: Sammenstilling av byggetid

Inndriften ved fullprofilboring er sterkt avhengig av drivetekniske parametere, men sensitivitetsanalysen viser at det krever store endringer i parameterene for å gi utslag på byggetiden.

Tidsforbruket knyttet til sikring ved fullprofilboring er vanskelig å estimere. I beregningen er det antatt at sikring for bergklasse 1 og 2. kan gjennomføres under full fremdrift. I noen tilfeller vil fremdriften måtte reduseres noe, slik at stabilitetssikring blir korrekt montert. I bergklasse 3 og 4 er det forutsatt at tidsforbruket til sikring følger sikringsomfanget. Tidsforbruket til sikring ved fullprofilboring er noe konservativt, og kan forholde seg annerledes enn i beregningene.

Siden prosjektet består av å bygge en vanntunnel, er det et ekstra fokus på konturkvaliteten. Dette vil gi en ekstra kostnad ved konvensjonell drift, hvor konturkvaliteten er avhengig av nøyaktig boring og rensk. Byggetiden ved konvensjonell drift vil derfor være noe høyere enn beregnet. Denne ekstra byggetiden vil ikke gjelde ved fullprofilboring hvor konturkvaliteten er meget god.

11.2 Byggekostnad

I beregningene er det gjort noen forenklinger som senker den totale kostnadene for begge drivemetodene. Forutsetninger i massetransport og rentekostnader gir et lavere kostnadsbilde, men antas å påvirke begge drivemetoden likt. Ved fullprofilboring er ikke kostnadene for monteringshallen inkludert i beregningen. Monteringshallens dimensjoner og gjennomføringsmetode er vanskelig å anta, og det finnes ikke prognosemateriale som tar for seg dette.

Beregningene viser at konvensjonell drift vil totalt sett være den billigst drivemetoden. Ved konvensjonell vil kostnadene påløpe jevnt over byggeperioden, med unntak av eventuelle nye maskiner. Sammenlignet med konvensjonell drift, krever fullprofilboring store kapitalkostnader til kjøp av maskin. I beregningene er derfor ikke hele kapitalkostnaden tatt hensyn til, og fullprofilboring vil reelt sett være noe dyrere enn beregningene viser. Maskinen skal i tillegg benyttes i andre prosjekt, noe som vanskeliggjør kostnadsberegningene. Tabell 12.2 viser sammenstillingen av kostnader.

Drivemetode	Kostnader
Konvensjonell drift	126 495 967 kr
Fullprofilboring	156 044 504 kr

Kostnadene forholder seg relativt likt for begge drivemetodene. Forskjellen i totalkostnad er 19,2 %. Forskjellen i kostnader bør være tilstrekkelig til at konvensjonell drift vil være den billigste drivemetodene, selv med endringer i gjennomføring eller geologiske forhold. Usikkerheten rundt kostnadene ved fullprofilboring er dog vesentlig større sammenlignet med konvensjonell drift. Endringer i geologi som hyppige eller ugunstige svakhetssoner, endringer i drivetekniske parametere eller maskinfeil kan potensielt utgjøre store kostnader. Beregningene tar ikke hensyn til svakhetssoner, som ved fullprofilboring kan være vanskelig å drive gjennom. Det er også knyttet usikkerhet rundt kostnadene til maskinene, som er hentet fra typiske kostnader og korrigert for prisstigning.

Tabell 11.3 viser en sammenstilling av noen kostnadsdrivere.

Kostnadsdriver	Konvensjonell drift	Fullprofilboring
Oppstart/tverrslag	5 732 667 kr	655 417 kr
Drivekostnad	77 689 914 kr	100 120 783 kr
Sikringskostnad	20 882 484 kr	10 441 242 kr
Massetransport	(inkludert i drivekost.)	10 327 668 kr
Rentekostnad	(inkludert i drivekost.)	3 536 345 kr

Tabell 11.3: Sammenstilling av kostnadsdrivere for konvensjonell drift og fullprofilboring

For å kunne sammenligne drivekostnadene, må kostnadene forbundet med massetransport og renter ved fullprofilboring legges til. Som nevnt ovenfor, inkluderer ikke drivekostnaden ved fullprofilboring hele kapitalkostnaden. På bakgrunn av dette er drivekostnadene ved fullprofilboring er vesentlig større enn tilsvarende for konvensjonell drift.

Tidligere i oppgaven er ekvivalent tverrsnittsforhold mellom konvensjonell drift og fullprofilboring beskrevet. Ved en eventuell fullprofilboret tunnel vil det utvidede tverrsnittet kunne gi bedre inntjening i fremtiden. Det er vanskelig å tallfeste fordelene med dette, men det kan potensielt gi økte inntekter under prosjektets levetid.

11.3 Andre faktorer

Ved valg av drivemetode må flere faktorer enn kostnader og byggetid vurderes. Under er det beskrevet noen ukvantifiserbare faktor som bør vurderes ved valg av drivemetode.

Erfaring

Konvensjonell drift er en god kjent og mye brukt drivemetode i Norge, og erfaring med denne typen prosjekter er stor. Det motsatte er tilfellet ved fullprofilboring som er en ubrukt drivemetode siden 90-tallet. Viktigheten av erfaring avhenger grunnforholdene det drives igjennom. Resultatet av driving gjennom ustabile og vanskelige partier avhenger ofte av valgene som tas. Feil beslutninger kan gi potensielt store konsekvenser, men erfaring gir et mye større beslutningsgrunnlag. Dårlige bergmasse og ustabile forhold favoriserer derfor konvensjonell drift. Ved utelukkende gode bergforhold under driving vil viktigheten av erfaring til dels falle bort.

På en annen side må entreprenører skaffe seg erfaring med andre drivemetoder enn den konvensjonelle. Fremover går det mot hyppigere bruk av fullprofilboring som drivemetode, og erfaringen entreprenøren kan få i dette prosjektet kan være en god investering for kommende prosjekter.

Fleksibilitet

Fleksibiliteten i gjennomføring og driving ved konvensjonell drift er vesentlig bedre enn ved fullprofilboring. En fordel med konvensjonell drift er at den gir langt flere muligheter for tilpasning under driving, og den takler nærmest alle forhold. En TBM blir bestilt på grunnlag av forventet geologi fra forundersøkelsene noe som gjør den sårbar overfor uventede forhold. Tverrsnittets form og størrelse kan ikke endres underveis, noe som er ønskelig ved ekstra sikring eller endrede sikringsmetoder.

Muligheten for driving med flere stuffer gir konvensjonell drift medfører at drivetiden og kostnaden kan bli tilpasset kravene fra byggherren eller egne målsetninger. I gjennomføringen av prosjektet har jeg lagt til grunn driving med to stuffer fra samme Tverrslag, i tillegg blir det drevet en stoff fra kraftstasjonen etter at adkomsttunnelen er bygget. Ved behov kan det etableres en stoff ved inntaket mot kraftstasjonen.

Driving med TBM gir ikke de samme mulighetene eller fleksibiliteten som konvensjonell drift.

Risiko

Risiko forbundet med drivemetodene avhenger av påvirkningen endringer i geologi og eller maskinelle feil kan ha. Både endringer i geologi og maskinelle kan forekomme og dette bør være en del av vurderingsgrunlaget. I kapittel 10 er det gjennomført en enkel følsomhetsanalyse for kostnader og byggetiden ved endringer i geologien. Følsomhetsanalysene viser at endringer innenfor normalfordelingen ikke påvirker kostnader og byggetiden i stor grad. Derimot kan endringer i bergmasseandelen gi forholdsvis stor innvirkninger på de samme parameterene. På grunn av forutsetningene vil dette ha størst innvirkning på konvensjonell drift.

Risiko knyttet til alvorlige hendelser som langvarige stopp eller store overskridelser må også vurderes. En TBM har vesentlig flere komponenter sammenlignet med en borerigg, og det er noe risiko for maskinelle feil. Det er umulig å forutse de eksakte konsekvensene av maskinelle feil, jeg har i oppgaven forutsatt at dette ikke oppstår.

Som nevnt i forrige kapittel er ikke svakhetssoner inkludert i beregningene. Konsekvensene en svakhetszone er svært variabelt, men det kan potensielt ha store innvirkninger. Med mindre spesielle svakhetssoner opptrer vil dette normalt forholde seg likt ved begge drivemetodene.

Sluttprodukt

Sluttproduktet er det forventede resultatet ved normal gjennomføring av prosjektet og er essensiell med tanke på fremtidige inntekter og levetid. For dette prosjektet vil resultatet av sluttproduktet bli bestemt ut i fra den oppnådde konturkvaliteten. Ved fullprofilboring vil konturen være tilnærmet glatt, noe som er svært fordelaktig i vanntunneler hvor falltapet avhenger av konturens ruhet. Det er ikke mulig å oppnå samme konturkvalitet ved konvensjonell drift, og det koster ekstra ressurser å etterstrebe best mulig konturkvalitet under driving.

På grunn av mindre rystelser under driving, vil sikringsomfanget ved fullprofilboring være mindre. Spesielt kan stabilitetssikringen av stål forringes av korrosjon.

12 Konklusjon

Valg av drivemetode er en sammensatt problemstilling som vurderes ut i fra flere faktorer. I denne oppgaven har jeg valgt å legge spesielt vekt på kostnader og byggetid, men andre faktorer er inkludert i betraktningen.

Byggetiden for tilløpstunnelen er beregnet til 55,31 uker og 69,2 uker for henholdsvis konvensjonell driving og fullprofilboring. Flexibiliteten ved konvensjonell driving gir flere valg for gjennomføring av prosjektet, og byggetiden kan reduseres noe ved en annen gjennomføringsmodell enn det som er skissert i oppgaven. Denne flexibiliteten har man ikke med fullprofilboring og det er få muligheter til å påvirke inndriften. Byggetiden ved fullprofilboring er forutsatt god fremdrift med få problemer underveis og kan derfor bli noe høyere enn hva som er beregnet.

Konvensjonell drift gir 19,2 % lavere byggekostnad for tilløpstunnelen sammenlignet med fullprofilboring. Selv om usikkerheten i prosjektet er betydelig, er forskjellen i kostnader så stor at konvensjonell drift vil sannsynligvis være det billigste alternativet. Byggingen av et vannkraftverk er stor investering engangsinvestering, hvor inntektene genereres over en lang periode. Avhengig av fremtidige strømpriser, kan den ekstra kostnaden forbundet med fullprofilboring likevel gi en lønnsom investering.

Sluttproduktet etter driving er noe forskjellig avhengig av sprengningsresultatet ved konvensjonell drift, og levetiden er antatt å være tilnærmet det samme. Det er vanskelig å prissette denne forskjellen, men fullprofilboring skal gi dette beste sluttproduktet.

Totalt sett gir konvensjonell driving både lavest kostnader og lavest byggetid. Sammen med høy fleksibilitet og prosjektets struktur, vil dette være den beste drivemetoden. Med tanke på at dette er stor investering i fremtidige inntekter kan valget av drivemetode forholde seg noe annerledes. Utbyggingen av Nedre Røssåga er en del av et større prosjekt, og kapitalkostnaden for innkjøp av TBM skal spres over en ny byggeperiode. I oppgaven er det benyttet en lav kalkulasjonsrente, og det er ventet at kostnadsforholdet ikke endres på bakgrunn av dette. For Nedre Røssåga er fullprofilboring valgt som drivemetode. Dette valget er spennende og gir erfaring med bruk av TBM, men på bakgrunn av beregningene vil konvensjonell drift isolert sett være den mest egnede drivemetodene.

13 Videre arbeid

Entreprenør Leonard Nilsen og Sønner A/S har allerede valgt en åpen TBM med diameter 7,23 m for dette prosjektet. Siden drivemetodene allerede er valgt vil derfor videre arbeid bestå av en bedre kartlegging av berggrunnen slik at maskinoppsettet og sikringsomfanget kan optimaliseres. Spesielt er det viktig å kartlegge eventuelle svakhetssoners omfang og hyppighet.

Til slutt gjenstår drivingen av selve tunnelen.

Litteraturliste

- [1] Barla, G. & pelizza, S. (2001) "TBM tunnelling in difficult ground conditions". *Politecnico di Torino*
- [2] Farrokh, Ebrahim. Rostami, Jamal & Laughton, Chris. "Analysis of unit supporting time and support installation time for open TBMs". *Rock Mechanics Eng.* (2011) vol. 44. S431 – 445.
- [3] Federal highway administration. "*Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels.*". Tilgjengelig fra:
<http://www.fhwa.dot.gov/bridge/tunnel/pubs/nhi09010/index.cfm>
- [4] Forelesningsnotat: "Rock support" Amund Bruland Anleggsteknikk VK
- [5] Girmscheid, G. & Schnexnayder, C. (2003). "Tunnel boring machines". *Pract. Period. Struct. Des. Constr*, 8. S. 150-163
- [6] Home, L. (2009). "Improving advance rates of TBMs in adverse ground conditions". *Geomechanik und tunnelbau vol. 2. S. 157 -167.*
- [7] Jernbaneverket, Illustrasjon konvensjonel drift:
<http://www.jernbaneverket.no/Documents/Brosjyre%20-%20Slik%20bygger%20vi%20tunnel%20mars%202010.pdf>
- [8] NTNU, (2009) Kompendium i anleggsteknikk. Trondheim. NTNU
- [9] NFF: "Rock support in Norwegian tunneling". Publication no. 19. Oslo. Norsk forening for fjellsprenningsteknikk.
- [10] Hansen, Arnulf : "Tunnel boring vs D&B". Oslo. Norsk forening for fjellsprenningsteknikk.
- [11] NFF: Tekniske rapport nr. 12: "Konturkvalitet i sprengte tunneler" Oslo. Norsk forening for fjellsprenningsteknikk.
- [12] NTNU (1991) Tunnelsikring bolting
- [13] NTNU-Anleggsdrift (1994): Prosjektrapport 1-94 FULLPROFILBORING AV TUNNELER. Trondheim. NTNU
- [14] NTNU-Anleggsdrift (1998): HARD ROCK TUNNEL BORING background and discussion. Trondheim. NTNU
- [15] NTNU-Anleggsdrift (1998): Prosjektrapport 1A-98 HARD ROCK TUNNEL BORING design and construction. Trondheim. NTNU

- [16] NTNU-Anleggsdrift (1998): Prosjektrapport 1B-98 HARD ROCK TUNNEL BORING advance rate and cutter wear. Trondheim. NTNU
- [17] NTNU-Anleggsdrift (1998): Prosjektrapport 1C-98 HARD ROCK TUNNEL BORING costs. Trondheim. NTNU
- [18] NTNU-Anleggsdrift (1998): Prosjektrapport 1D-98 HARD ROCK TUNNEL BORING Geology and site investigations. Trondheim. NTNU
- [19] NTNU-Anleggsdrift (1998): Prosjektrapport 1E-98 HARD ROCK TUNNEL BORING. Performance data and back mapping. Trondheim. NTNU
- [20] NTNU-Anleggsdrift (1998): Prosjektrapport 1F-98 HARD ROCK TUNNEL BORING. The boring process. Trondheim. NTNU
- [21] NTNU-Anleggsdrift (1998): Prosjektrapport 13A-98 DRILLABILITY test methods. Trondheim. NTNU
- [22] NTNU-Anleggsdrift (1998): Prosjektrapport 13B-98 DRILLABILITY catalogue of drillability Indices. Trondheim. NTNU
- [23] NTNU-Anleggsdrift (1999) PROSJEKTRAPPORT 2F-99 Tunneldrift: Enhetstidssystem for driving, sikring og innredning. Trondheim. NTNU
- [24] NTNU Department of civil and transport engineering (2006a): Report 2A-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING blast design. Trondheim. NTNU
- [25] NTNU Department of civil and transport engineering (2006b): Report 2B-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING advance rate. Trondheim. NTNU
- [26] NTNU Department of civil and transport engineering (2006c): Report 2C-05 DRILL AND BLAST TUNNELLING costs. Trondheim. NTNU
- [27] NTNU-Anleggsdrift (2012): Kostnadsindeks anleggsmaskiner. Trondheim. NTNU
- [28] SSB (2013). Strømpriser. Hentet fra:
<http://www.ssb.no/energi-og-industri/statistikker/elkraftpris/kvartal/2013-02-27?fane=tabell&sort=nummer&tabell=99513>
- [29] Statoil (2013). Drivstoff priser hentet fra:
https://www.statoil.no/no_NO/pg1334073608508/private/Drivstoff/Priser.html
- [30] Statkraft: Pressemelding . "Statkraft utvider Nedre Røssåga kraftverk"
<http://www.statkraft.no/presesenter/pressemeldinger/statkraft-utvider-nedre-rossaga-kraftverk.aspx>

[31] Samset, knut (2012).

[32] Forelesningsfoil "injeksjon". Anleggsteknikk VK (2012)

[33] Robbins main beam TBM. Hentet fra:

<http://www.therobbinscompany.com/our-products/tunnel-boring-machines/main-beam/>

[34] Nilsen, Bjørn. Broch, Einar. Ingeniørgeologi- berg gk. (2009). Trondheim. NTNU

[35] Oversiktsbilde over tverrslagene. Hentet fra:

<http://www.hemnes.kommune.no/arealplan-for-utbygging-av-nedre-roessaaga-til-hoering.5134626-256689.html>

Vedlegg 1 - Oppgavebeskrivelse

MASTEROPPGAVE

(TBA4935 Anleggsteknikk, masteroppgave)

VÅREN 2013
for
Niklas Marcussen

Ny tilløpstunnel i Nedre Røssåga

BAKGRUNN

Vannkraftverket Nedre Røssåga ble bygget i årene 1948-1954, og satt i drift år 1955 med 4 aggregat. I 1958 ble ytterligere 2 aggregat installert og kraftverket har hatt aggregatene drift siden den gang. På grunn av den lange brukstiden behøvde kraftverket en grundig rehabilitering. I 2010 besluttet Statkraft å rehabilitere 3 av de eksisterende aggregatene. Videre ble det arbeidet med to mulige alternativer, hvor den ene var å bygge en ny kraftstasjon i fjell med nytt aggregat og tilhørende vanntunneler. Valget falt senere på dette alternativet.

Tunneldrift i Norge har de siste tiårene foregått ved konvensjonell boring og sprengning, men 15. November 2012 ble det bestemt at drivemetoden for Nedre Røssåga skal være fullprofilboring.

OPPGAVE

Beskrivelse av oppgaven

Denne masteroppgaven skal vurdere drivemetodene for ny tilløpstunnel i Nedre Røssåga.

Oppgaven skal sammenligne og vurdere drivemetodene for tilløpstunnelen i prosjektet. De to aktuelle drivemetodene er konvensjonell boring og sprengning og fullprofilboring. Vurderingen utføres på bakgrunn av kostnader, byggetid, gjennomføring og sluttresultat. Beregningene er utført etter prognosemodeller utarbeidet ved NTNU, og på bakgrunn av grunnlagsmaterialet.

Målsetting og hensikt

Målsettingen for oppgaven er å komme fra til den best egnede drivemetoden for tunnelen ut i fra vurderingskriteriene, kostnad, byggetid, gjennomføring og sluttresultat.

Deloppgaver og forskningsspørsmål

Hvilken drivemethode gir det beste prosjektresultatet?

GENERELT

Opgaveteksten er ment som en ramme for kandidatens arbeid. Justeringer vil kunne skje underveis, når en ser hvordan arbeidet går. Eventuelle justeringer må skje i samråd med faglærer ved instituttet.

Ved bedømmelsen legges det vekt på grundighet i bearbeidningen og selvstendigheten i vurderinger og konklusjoner, samt at framstillingen er velredigert, klar, entydig og ryddig uten å være unødig voluminøs.

Besvarelsen skal inneholde

- standard rapportforside (automatisk fra DAIM, <http://daim.idi.ntnu.no/>)
- tittelside med ekstrakt og stikkord (mal finnes på siden <http://www.ntnu.no/bat/skjemabank>)
- sammendrag på norsk og engelsk (studenter som skriver sin masteroppgave på et ikke-skandinavisk språk og som ikke behersker et skandinavisk språk, trenger ikke å skrive sammendrag av masteroppgaven på norsk)
- hovedteksten
- oppgaveteksten (denne teksten signert av faglærer) legges ved som Vedlegg 1.

Besvarelsen kan evt. utformes som en vitenskapelig artikkel for internasjonal publisering. Besvarelsen inneholder da de samme punktene som beskrevet over, men der hovedteksten omfatter en vitenskapelig artikkel og en prosessrapport.

Instituttets råd og retningslinjer for rapportskriving ved prosjektarbeid og masteroppgave befinner seg på <http://www.ntnu.no/bat/studier/oppgaver>.

Hva skal innleveres?

Rutiner knyttet til innlevering av masteroppgaven er nærmere beskrevet på <http://daim.idi.ntnu.no/>. Trykking av masteroppgaven bestilles via DAIM direkte til Skipnes Trykkeri som leverer den trykte oppgaven til instituttkontoret 2-4 dager senere. Instituttet betaler for 3 eksemplarer, hvorav instituttet beholder 2 eksemplarer. Ekstra eksemplarer må bekostes av kandidaten/ ekstern samarbeidspartner.

Ved innlevering av oppgaven skal kandidaten levere en CD med besvarelsen i digital form i pdf- og word-versjon med underliggende materiale (for eksempel datainnsamling) i digital form (f. eks. excel). Videre skal kandidaten levere innleveringsskjemaet (fra DAIM) hvor både Ark-Bibl i SBI og Fellestjenester (Byggsikring) i SB II har signert på skjemaet. Innleveringsskjema med de aktuelle signaturene underskrives av instituttkontoret før skjemaet leveres Fakultetskontoret.

Dokumentasjon som med instituttets støtte er samlet inn under arbeidet med oppgaven skal leveres inn sammen med besvarelsen.

Besvarelsen er etter gjeldende reglement NTNUs eiendom. Eventuell benyttelse av materialet kan bare skje etter godkjenning fra NTNU (og ekstern samarbeidspartner der dette er aktuelt). Instituttet har rett til å bruke resultatene av arbeidet til undervisnings- og forskningsformål som om det var utført av en ansatt. Ved bruk ut over dette, som utgivelse og annen økonomisk utnyttelse, må det inngås særskilt avtale mellom NTNU og kandidaten.

(Evt) Avtaler om ekstern veiledning, gjennomføring utenfor NTNU, økonomisk støtte m.v.
Beskrives her når dette er aktuelt. Se <http://www.ntnu.no/bat/skjemabank> for avtaleskjema.

Helse, miljø og sikkerhet (HMS):

NTNU legger stor vekt på sikkerheten til den enkelte arbeidstaker og student. Den enkeltes sikkerhet skal komme i første rekke og ingen skal ta unødige sjanser for å få gjennomført arbeidet. Studenten skal derfor ved uttak av masteroppgaven få utdelt brosjyren "Helse, miljø og sikkerhet ved feltarbeid m.m. ved NTNU".

Dersom studenten i arbeidet med masteroppgaven skal delta i feltarbeid, tokt, befarings, feltkurs eller ekskursjoner, skal studenten sette seg inn i "Retningslinje ved feltarbeid m.m.". Dersom studenten i arbeidet med oppgaven skal delta i laboratorie- eller verkstedarbeid skal studenten sette seg inn i og følge reglene i "Laboratorie- og verkstedhåndbok". Disse dokumentene finnes på fakultetets HMS-sider på nettet, se <http://www.ntnu.no/ivt/adm/hms/>. Alle studenter som skal gjennomføre laboratoriearbeid i forbindelse med prosjekt- og masteroppgave skal gjennomføre et web-basert TRAINOR HMS-kurs. Påmelding på kurset skjer til sonja.hammer@ntnu.no

Studenter har ikke full forsikringsdekning gjennom sitt forhold til NTNU. Dersom en student ønsker samme forsikringsdekning som tilsatte ved universitetet, anbefales det at han/hun tegner reiseforsikring og personskadeforsikring. Mer om forsikringsordninger for studenter finnes under samme lenke som ovenfor.

Oppstart og innleveringsfrist:

Oppstart av oppgaven var 15. Januar 2013.

Innleveringsfristen er 11. Juni 2013 kl.23.59

Faglærer ved instituttet: Amund Bruland

Veileder(eller kontaktperson) hos ekstern samarbeidspartner: MM

Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU

Dato: 06.06.2013,

Underskrift



Faglærer

Marcussen, 2013

Vedlegg 2 - Ingeniørgeologisk rapport

Nedre Røssåga kraftverk, ny stasjon (1 x 225 MW)

BYGGTEKNISKE ARBEIDER

Vedlegg E2 - Ingeniørgeologisk beskrivelse

Innholdsfortegnelse:

1	INNLEDNING	2
2	GEOLOGISK OVERSIKT	2
3	ERFARINGER FRA BYGGINGEN I 1949-52.....	4
3.1	Fra de geologiske undersøkelsene.....	4
3.2	Erfaringer fra tunneldriften	7
4	UTFØRTE FORUNDERSØKELSER 2008-10.....	8
4.1	Ingeniørgeologisk kartlegging	8
4.2	Seismikk.....	9
4.3	Kjerneboringer.....	9
5	INGENIØRGEOLOGISKE VURDERINGER	10
5.1	Bergarter	10
5.2	Oppsprekning.....	12
5.3	Svakhetssoner	13
5.4	Bergtrykk	13
5.5	Grunnvann/lekkasjer	13
5.6	Bergkvaliteter og sikring.....	13

Vedlegg:

Vedlegg E2-1	Tegning nr. 5007660-206	Ingeniørgeologisk kart (Norconsult)
Vedlegg E2-2	BH-02 og BH-03	Kjernelogger (Norconsult)
Vedlegg E2-3	MRAP_09010 og MRAP_10016	Refraksjonsseismiske målinger (MRM)

STATKRAFT

Forespørsel B.0490-ITT-08 Nedre Røssåga Kraftverk, ny stasjon (1 x 225 MW)

BYGGTEKNISKE ARBEIDER

Vedlegg E2 - Ingeniørgeologisk beskrivelse

1 Innledning

Grunnlagsmateriale: NGU kart (berggrunnskartene Mosjøen 1:250 000 og Korgen 1:50 000), flybilder (digitalisert uten betegnelse, antatt i målestokk 1:15 000), gamle nedtegnelser fra byggingen. Rapport fra O.T. Blindheim v/Bent Aagaard, datert 17. april 1998. Rapport fra Multiconsult, datert 20. oktober 2006.

2 Geologisk oversikt

Området ligger innenfor den kaledonske fjellkjeden og tilhører det såkalte Rødingsfjelldekke komplekset som her består av omdannede sedimenter, såkalte metasedimenter. Bergartene i stasjonsområdet og langs deler av tilløps- og avløpstunnelen ventes å være glimmergneiser. Glimmergneisen består av finkornet, gråstripet gneis, der stripene utgjøres av vekslende mengder glimmer.

Langs deler av tilløps- og avløpstunnelen opptrer lag av marmor, samt tynne linser av kvartsitt. I kalkbergartene (marmor) opptrer stedvis karst. Avløpstunnelen påtraff åpne kanaler med vann som forårsaket driveproblemer. Det er også sett tegn på karst (groper søkk uten avrenning) i området over tilløpstunnelen.

Vestenfor eksisterende stasjon er det en sone med granitt. Den nye tilløpstunnelen vil krysse denne.

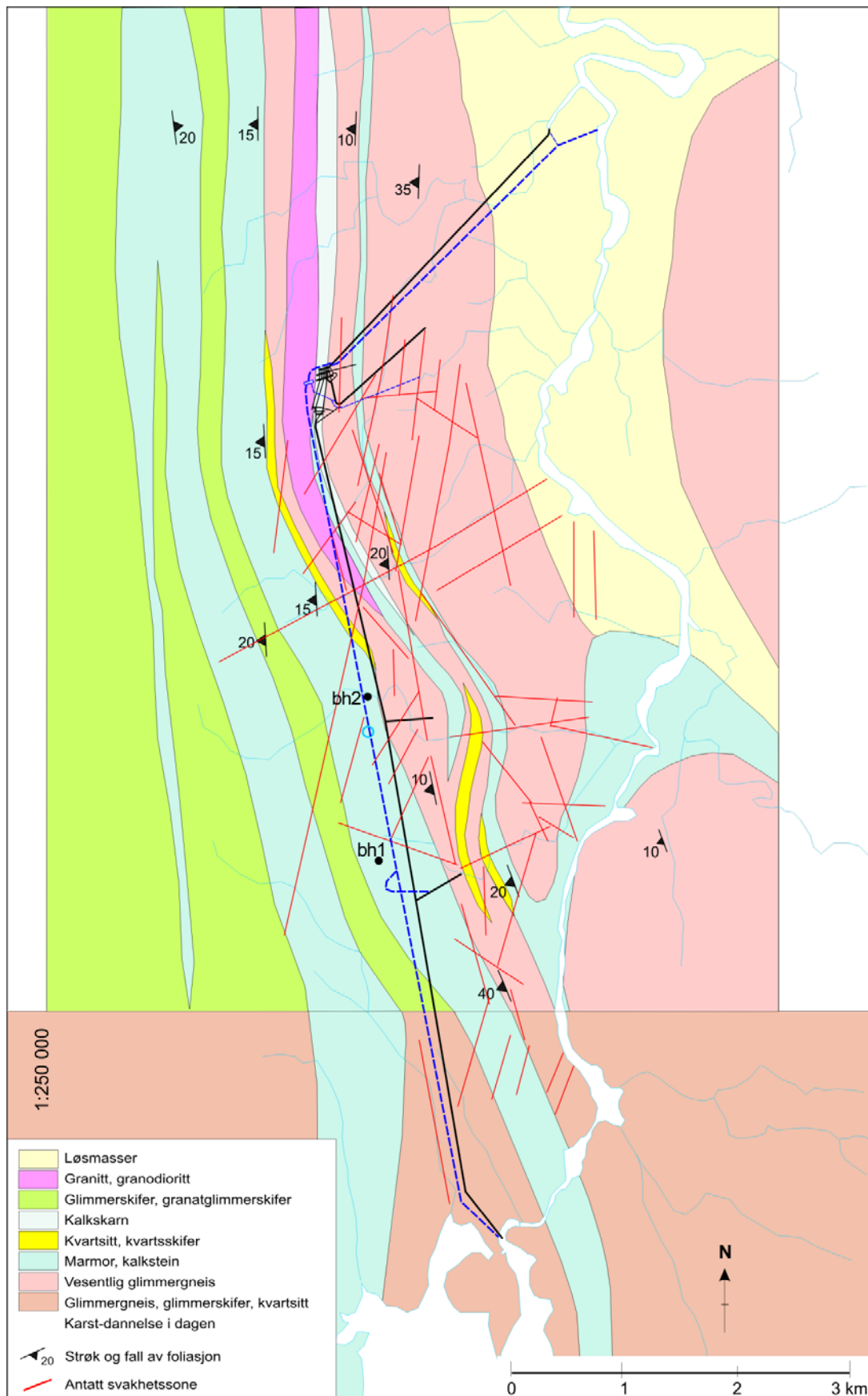
Bergartsfordelingen er skissert på figur 1. Store deler av avløpstunnelen er overdekket med til dels tykke løsmasser; derfor er det vanskelig å påvise svakhetssoner her.

STATKRAFT

Forespørsel B.0490-ITT-08 Nedre Røssåga Kraftverk, ny stasjon (1 x 225 MW)

BYGGTEKNISKE ARBEIDER

Vedlegg E2 - Ingeniørgeologisk beskrivelse



3 Erfaringer fra byggingen i 1949-52

Det finnes flere notater fra planleggingen. Det ble utført geologisk kartlegging og undersøkelser ved kjerneboring. Dessuten foreligger erfaringer fra drivingen av tunneler og stasjonshall.

De som ventes å ha verdi/informasjon av betydning for den planlagte tunneldriften, er omtalt i de følgende underkapitler.

3.1 Fra de geologiske undersøkelsene

Det ble utført mange kjerneborehull i området i forbindelse med planleggingen av Nedre Røssåga kraftverk på slutten av 1940-årene. Plasseringen av noen av disse hullene er vist på det ingeniørgeologiske kartet, tegn. nr 5007660-206. Kjernene eksisterer ikke lenger, men fra geologiske notater foreligger det enkelte skisser langs borehullene, som vist i figur 2 og 3. Det fremgår at det stedvis er en hyppig veksling av bergarter.

Følgende utdrag av de geologiske rapportene kan ha interesse ved planleggingen av tunneldriften:

A. Fra den geologiske kartleggingen 1948-50

"Arbeidet i marken var vanskelig å drive på grunn av dårlig kartmateriale og ugunstige terrengforhold. Terrenget var kupert, veiløst og uoversiktlig med få orienteringsobjekter. Fjelloverflaten var for det meste overdekket og rikelig bevoskt med skog i forbindelse med en frodig vegetasjon av gressvekster. De geologiske forholdene viste seg å være betydelig mer kompliserte enn de enkle forholdene som er fremstillet på det geologiske gradteigskartet 1:100 000, hvor det bare er vist to bergarter nemlig kalkstein og glimmerskifer. Imidlertid opptrer også grønnstein og granit i ganske betydelig mengde, men det som gjør forholdene særlig kompliserte er at samtlige bergarter ofte forekommer i mer eller mindre intim veksling. Detaljene lar seg i det hele tatt ikke fremstille på et kart i så liten målestokk som 1:100 000.

Kalksteinslagene har vært vanskelig å fastlegge i detalj og med sikkerhet pga. det sterkt overdekkete og skogsbevokste terreng som for det meste er helt uoversiktlig."

B. Resultater fra kjerneboringen:

"I det hele er det boret 17 diamantborehull, nemlig 4 for dammen ved Fallfossen og resten for de øvrige anlegg." "Det er bare forholdsvis få steder i borehullene hvor større mektigheter av ensartet fjell påtreffes."

"Ved gjennomgåelse av borhullskjernene var det bare få steder som tydet på tilstedeværelse av sprekker (les soner). I borhull 7 traff en således på leiraktig materiale i 75 og 77 meter dyp som tyder på at en her har en såkalt 'råtasone'. Vel 100 m østenfor borhullet går en bruddsone og borhull 5 ligger kloss ved denne."

I borhull 18 er det antagelig en sleppe på 106,5 m dyp og i borhull 19 en åpen sprekk på 25,4 m dyp hvor en mistet spylevannet. Dette er forøvrig det eneste hullet hvor det er opplyst at spylevannet er kommet bort. I borhull 19 har man også en sprekk på 33,5 m dyp hvor det ble påtruffet 10 cm med leiraktig masse.

STATKRAFT

Forespørsel B.0490-ITT-08 Nedre Røssåga Kraftverk, ny stasjon (1 x 225 MW)

BYGGTEKNISKE ARBEIDER

Vedlegg E2 - Ingeniørgeologisk beskrivelse



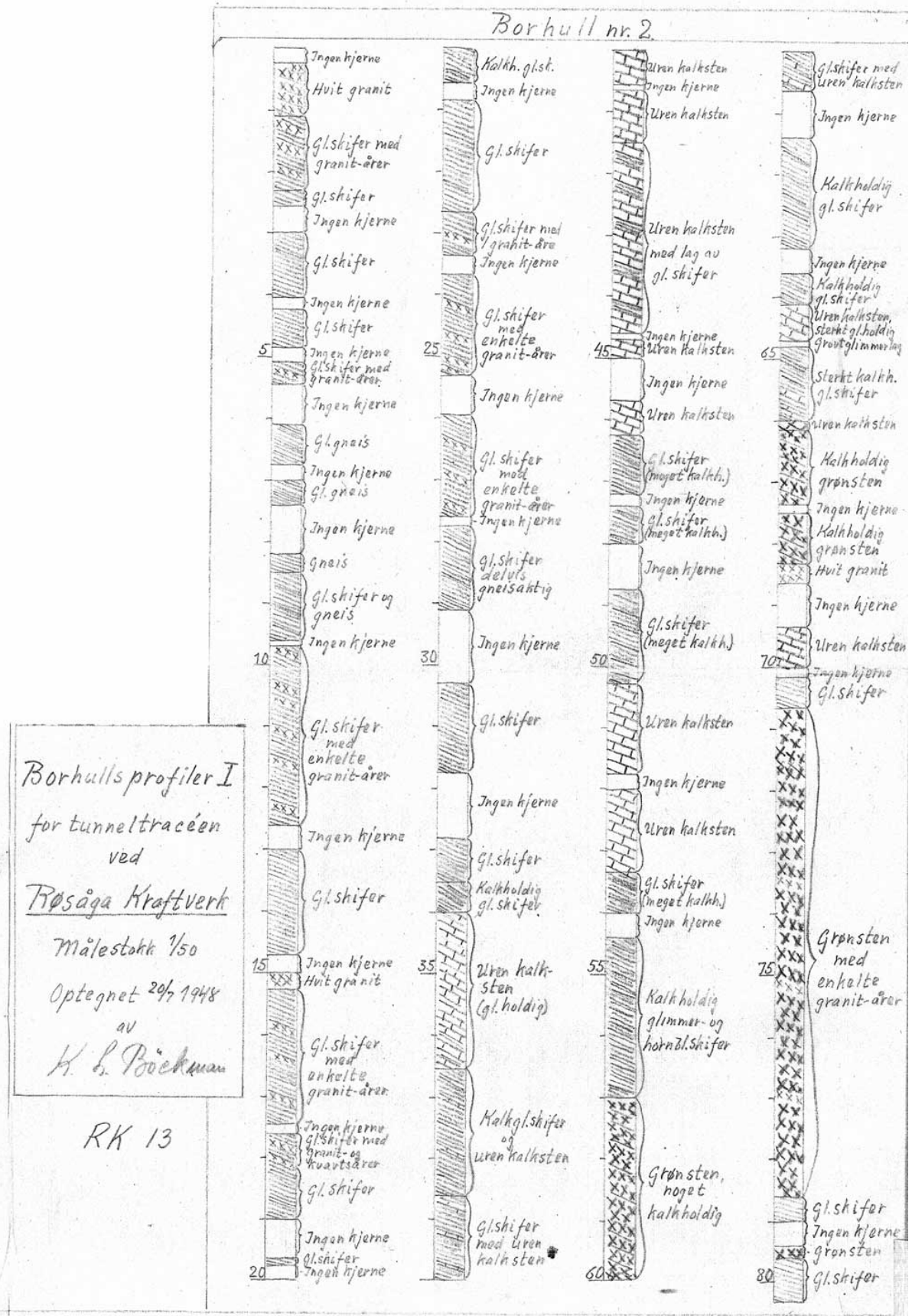
Figur 2: Beskrivelse av borehull bh1 utført i 1948. Legg merke til den stedvis hyppige vekslingen mellom bergartene. Legg også merke til at det var hyppig kjernetap. Dette er ikke nødvendigvis fordi det er dårlig berg, det kan også skyldes dårlig boreutstyr sammenlignet med dagens kjerneboremaskiner.

STATKRAFT

Forespørsel B.0490-ITT-08 Nedre Røssåga Kraftverk, ny stasjon (1 x 225 MW)

BYGGTEKNISKE ARBEIDER

Vedlegg E2 - Ingeniørgeologisk beskrivelse



Figur 3: Utdrag fra borkjernebeskrivelsen for borehull bh2. Boringen ble utført i 1948.

STATKRAFT

Forespørsel B.0490-ITT-08 Nedre Røssåga Kraftverk, ny stasjon (1 x 225 MW)

BYGGTEKNISKE ARBEIDER

Vedlegg E2 - Ingeniørgeologisk beskrivelse

3.2 Erfaringer fra tunneldriften

Fra erfaringen fra byggingen i 1949-52 er det sakset følgende:

A. Tverrslag III:

"Vanskeligheter med fjellet under driving av tverrslag III, 76 m inn i en glimmerskifer med fall 20 – 25° i tverrslagsretningen. Det ble sikret med stimpling og støp. Ved videre drift i tverrslaget ble stimplingen fortsatt med c/c 1,5 m, men dette viste seg utilstrekkelig da det oppsto et nytt, stort ras i tunnelen. Raset gikk i en 0,5 m tykk råtasleppe. Det viste seg da at stimplingen var for svak, og forsterkning med tømmer måtte til."

B. Tilløpstunnelen:

"Mellom pel 240+5 og 244+5 er fjellet så dårlig at taket må forsterkes. Fjellet består av kalk, og lagdelingen har fall ca. 30° mot venstre og svak stigning i tunnelens lengderetning sett i strømretningen."

"Arbeidet ble gjennomført uten at en hadde hatt nevneverdige vanskeligheter med fjellet, noe en hadde grunn til å frykte etter den geologiske rapporten som ble avgitt på forhånd. Et parti på 12 m med dårlig fjell ble utstøpt i seksjon 2 foruten at taket på enkelte strekninger er boltet." (fra årsberetningen i 1954)

Fra rapport 26/53 fra Arbeidsstudiegruppen, ang. Tilløpstunnelen seksjon 1 drevet fra tverrslag 1 sydover mot inntaket, og nordover mot tverrslag II: "Driften gikk jevnt, uten spesielle vansker, bortsett fra et par regnværsperioder, det det var en del heft grunnet sterkt økt vanntilsig i tunnelen, delvis oversvømming av kjørebanelen."

Fra rapport 1/54 fra Arbeidsstudiegruppen:

"I seksjon I og II har en hatt sammenhengende kalkpartier av betydning. I seksjon I virket kalkfjellet gunstig på driften. I seksjon II derimot hadde en alt i alt ingen fordel av kalkpartiet, snarere tvert imot, delvis utett fjell med sterkt vanntilsig.

I selve tilløpstunnelen har en unngått stimpling av betydning under driften. I seksjon II måtte en støpe et dårlig parti før drivingen var avsluttet. En har også vært nødt til å "sy" enkelte dårlige partier med fjellbolter. Dette gjelder særlig i seksjon II, hvor en har fått avbrekk i driften gjentatte ganger p.g.a. bolting.

Etter avsluttet drift har en foretatt en del utstøping av dårlige partier. Seksjon I 12 m og seksjon II i alt 62,4 m "

C. Stasjonshallen:

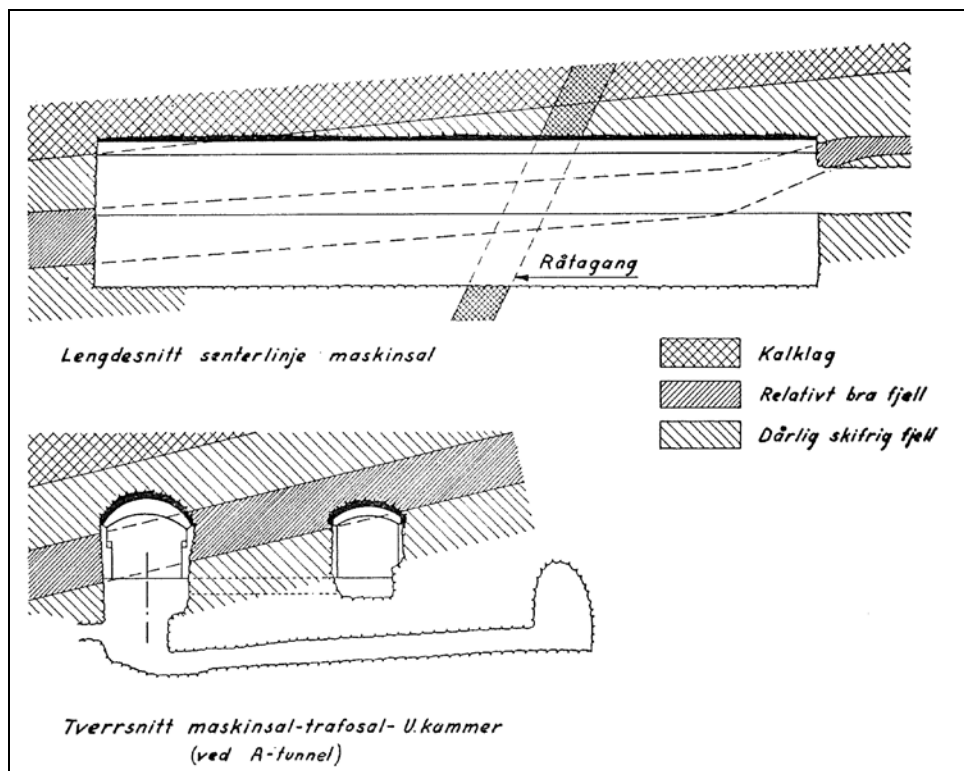
"Man kom senere inn i kraftstasjonen idet A-tunnelen gikk dårligere enn ventet. I kraftstasjonen er det gått frem med tunneler langs vederlagene, og hvelvet er på enkelte strekninger strosset ferdig. Det er, etter vi fikk se fjellet, bestemt å støpe uarmert hvelv direkte mot fjellet. Fjellet er av en slik beskaffenhet at det siger etter at det er sprengt og rensket, og etter en stund er det bomfjell igjen og ny rensk er nødvendig. Man har derfor valgt å sy fjellet sammen med ekspansjonsbolter straks hvelvet er ferdig sprengt og deretter så fort som mulig støpe hvelvet." (fra årsberetningen i 1954)

STATKRAFT

Forespørsel B.0490-ITT-08 Nedre Røssåga Kraftverk, ny stasjon (1 x 225 MW)

BYGGTEKNISKE ARBEIDER

Vedlegg E2 - Ingeniørgeologisk beskrivelse



Figur 4: Skisse av forholdene i kraftstasjonshallen der det var stabilitetsproblemer. Fra årsberetningen i 1954.

"I maskinsalen hvor det allerede var oppstått store forsinkelser ved driften av A-tunnelen, ble det som nevnt i forrige årsberetning, økede forsinkelser p.g.a. dårlig fjell i maskinsalens hvelv. Skuffelsene fortsatte og fremdriften med strossing og støp av hvelv gjorde at arbeidet stadig sakk akterut for det reviderte program, og først i slutten av november 1953 ble den siste seksjonen støpt. Da var det gått hele 14 mndr. fra den første støp på hvelvet ble påbegynt. Da hvelvet var støpt og det kunne arbeides trygt uten å ta hensyn til det farlige fjell, ble det god fart i arbeidet, og etter 3 måneder var det meste av fjellet i kraftstasjonen ute. Arbeidet med støping i maskinsalen ble forsert med all kraft da alle andre anleggsarbeider kunne gjøres ferdig i god tid før aggregatene kunne være montert. Ved rapportperiodens utløp var det håp om å få første maskin i gang i januar 1955." (fra årsberetningen i 1954)

4 Utførte forundersøkelser 2008-10

I forbindelse med planleggingen av nytt Nedre Røssåga kraftverk er det gjort refraksjonsseismiske målinger i området nedstrøms for inntaket og ved utløpet av avløpstunnelen, samt utført kjerneboringer i kraftstasjonsområdet.

4.1 Ingeniørgeologisk kartlegging

Med basis i grunnlagsmaterialet ble det utført ingeniørgeologiske feltundersøkelser ved befaring 30.oktober - 2.november 2010. Befaringen ble konsentrert over tilløpstunnelen og kraftstasjonsområdet ettersom terrenget over avløpstunnelen er dekket med delvis tykke løsmasser. Traséen for tilløpstunnelen ble befart i nesten hele lengden.

Området preges av både spredt og tett gran- og bjørkeskog i skrånende terreng. Noen flate myrområder forefinnes i sørligste områdene fra tverrslag II til inntaket ved Fallfossen. På grunn av frodig vegetasjon er det få bergblotninger. De fleste finnes ved grusveien mellom koblingsanlegget og inntaket omtrent 1 km øst langs traséen til tilløpstunnelen.

STATKRAFT

Forespørsel B.0490-ITT-08 Nedre Røssåga Kraftverk, ny stasjon (1 x 225 MW)

BYGGTEKNISKE ARBEIDER

Vedlegg E2 - Ingeniørgeologisk beskrivelse

4.2 Seismikk

Det er foretatt refraksjonsseismikk i utløpet for adkomsttunnelen. Formålet her var å finne forløpet av bergoverflaten som er dekket av til dels tykke løsmasseavsetninger. Se Refraksjonsseismisk rapport.

4.3 Kjerneboringer

Det er boret 2 hull fra terrengoverflaten som vist på figur 5 og tegn. nr. 5007660-206. Logging av disse er omtalt i rapport Kjernelogg.

Borehull 2 er 245 m dypt og boret omtrent 70 m SØ for eksisterende kraftstasjon. Bergartene består hovedsakelig av fin – middelskornig, lite oppsprukket glimmergneis av god kvalitet. Innhold av glimmer og kvarts er varierende, fra biotittrik, mørk glimmergneis til meget lys og kvartsrik gneis. Mindre linser og lag av kvartsitt forefinnes langs hele kjernelengden. I øvre delen av borehullet er det observert lys, middels - grovkornet kalkstein i 2-7 m tykke lag.

Borehull 3 er boret cirka 100 m sør for planlagt ny kraftstasjon. Det er 300 m dypt og boret gjennom grønskifer, glimmergneis og kalkstein. Øverste 100 m av borkjernen består av fin – middelskornet grønskifer, delvis med vekslende lag av kvartsitt og mer glimmerrik skifer. På geologiske kartet er denne bergarten beskrevet som glimmergneis i veksling med amfibolitt eller metasedimenter (både grønskifer og amfibolitt er dannet ved metamorfose av basiske bergarter, men pga. skifrig utseende kan det være riktigst benevne den grønskifer). Fra 100-240 m er det fin til middels-kornet glimmerskifer med enkelte lag og linser av kvartsitt. Glimmerskiferne er stedvis meget kvartsrik, med lys glimmer og granat. Nederste 60 m av kjernen består av vekslende lag av grovkornet kalkstein og fin – middelskornet, gråstripet glimmergneis.

Det fremgår av disse to borehullene at det gjennomgående er liten til moderat oppsprekningsgrad med RQD-verdier under dagfjellssonen på 75 – 100 og tilsvarende sprekketall ($wJd = Jv$) på 3 – 10 sprekker/m³.

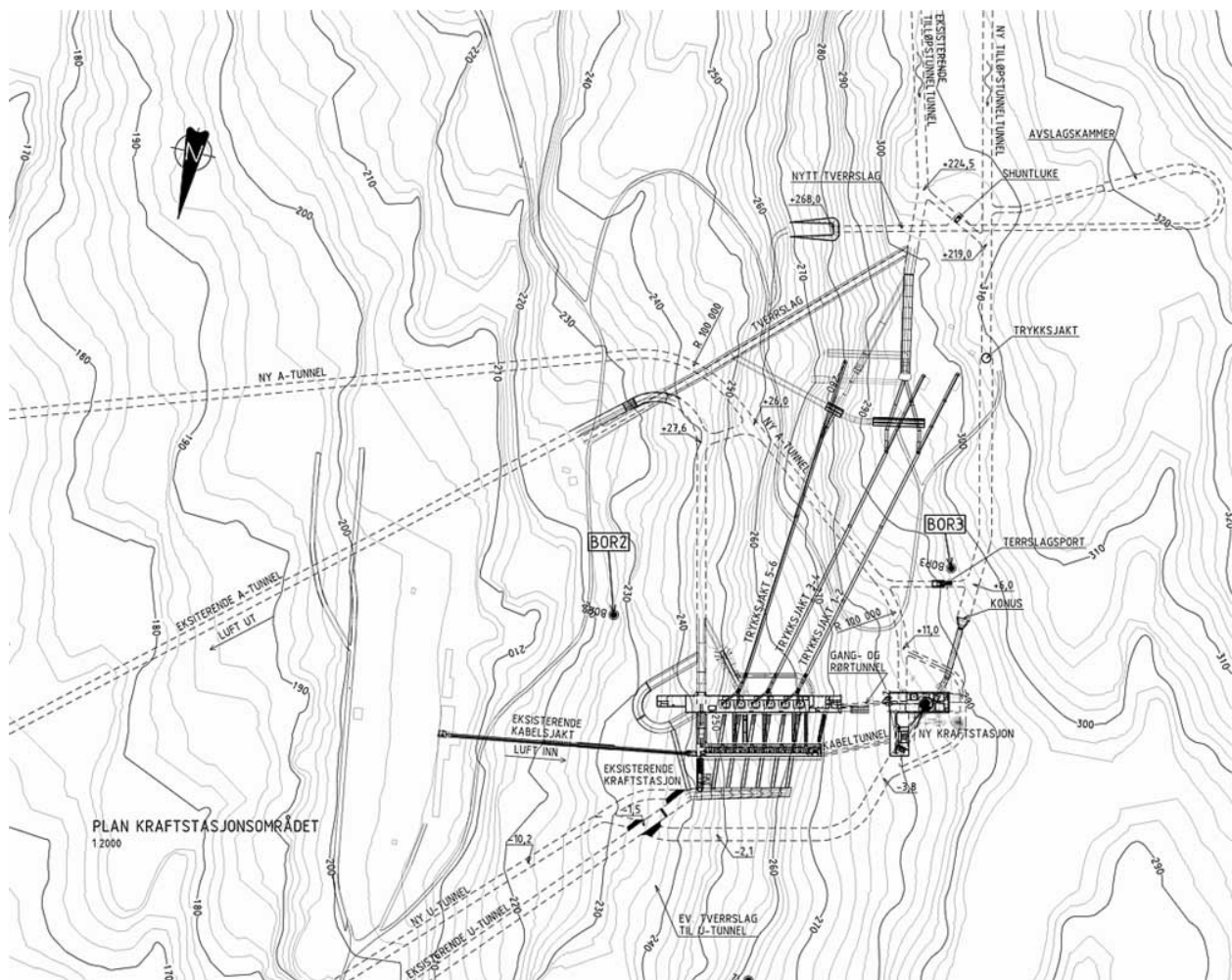
Figur 2 og 3 viser noen resultater fra kjerneboringene i 1948.

STATKRAFT

Forespørsel B.0490-ITT-08 Nedre Røssåga Kraftverk, ny stasjon (1 x 225 MW)

BYGGTEKNISKE ARBEIDER

Vedlegg E2 - Ingeniørgeologisk beskrivelse



Figur 5: Lokalisering av borehull (BOR) 2 og 3 ved kraftstasjonen.

5 Ingeniørgeologiske vurderinger

I utdragene av erfaringene fra tunneldriften i begynnelsen av 1950-årene fremgår at det generelt var få stabilitetsproblemer i tunnelene. På den tiden var det stimpling, bolter og betongutstøpning som ble brukt til sikring. I tillegg var rensk en viktig del av sikringsarbeidene. I dag forventes det bruk av sprøytebetong og bolter på deler av tunnelene selv om det for snart 60 år siden omtrent ikke ble utført sikring (bortsett fra rensk). Det forventes stedvis vannlekkasjer, og det vil kunne bli aktuelt med noe injeksjon.

5.1 Bergarter

Bergartene langs tunneler og bergrom vil variere, se ingeniørgeologisk kart, tegn. nr. 5007660-206.

De geologiske kartene fra NGU over området, angir 4 hovedbergarter i området. Disse er:

- Glimmerskifer/glimmergneis
- Kalkstein/marmor
- Granitt/granodioritt
- Kvartsitt

Alle bergartene har vært utsatt for foldninger under fjellkjededannelsen, med foldeaksler omtrent N-S. Strøkretingen til bergmassene er stort sett den samme som foldeaksene med fall på 10-25° mot V. På grunn av storskala foldninger, opptrer enkelte lag av bergartene bare som relativt tynne lag over andre. De bergartene som er angitt på kartet, referer til dominerende bergart. Således vil det kunne forekomme hyppig veksling med andre bergarter enn denne, se figur 2 og 3.

STATKRAFT

Forespørsel B.0490-ITT-08 Nedre Røssåga Kraftverk, ny stasjon (1 x 225 MW)

BYGGTEKNISKE ARBEIDER

Vedlegg E2 - Ingeniørgeologisk beskrivelse

Sørligste delen av tilløpstunnelen, fra inntak til eksisterende tverrslag III, vil hovedsakelig bli liggende i lys, kvartsrik glimmerskifer og kalkstein/marmor. Lenger nord forventes tunnelen å krysse en sone med granitt og det kan ikke utelukkes opptreden av mindre soner med kvartsitt og kalkskarn. Grønnskifer er som nevnt observert i borehull 3 ved kraftstasjonen og er det sannsynlig at denne vil forekomme i nordligste del av tunnelen.

Stasjonshall og trafohall forventes å ligge i glimmerskifer/glimmergneis med vekslende lag av kalkstein. Tykkere lag av mer kvartsrike soner innen gneisen kan også forekomme.

Avløpstunnelen forventes å ligge hovedsakelig i glimmerskifer/glimmergneis.



Figur 6: Eksempel på borekjerner (BOR 03) i kraftstasjonsområdet.



Figur 7: Glimmerskifer/gneis over tilløpstunnelen mellom Fallfossen og Tverrslag II.

STATKRAFT

Forespørsel B.0490-ITT-08 Nedre Røssåga Kraftverk, ny stasjon (1 x 225 MW)

BYGGTEKNISKE ARBEIDER

Vedlegg E2 - Ingeniørgeologisk beskrivelse



Figur 8: Kalkstein/marmor i området mellom Tullavbekken og Gulltjørbekken.

5.2 Oppsprekning

Det er ventet lite til moderate oppsprukne bergmasser i tunneler og i stasjonsområdet. I tillegg til sprekker langs bergartenes foliasjon er det observert et markant sprekkesett tilnærmet parallelt bergartsfoliasjonen med steilt fall mot både øst og vest og sprekker med strøkretning N 110°Ø og 80-90° fall mot N. De sistnevnte ser ut til å være mer hyppig ved svakhetssoner med retning ØSØ-VNV.



Figur 9: Flattliggende lag i skifrig berg ved tverrslag III. Dagfjellet her er sterkt frostpåvirket med økt oppsprekning langs skifriheten.

STATKRAFT

Forespørsel B.0490-ITT-08 Nedre Røssåga Kraftverk, ny stasjon (1 x 225 MW)

BYGGTEKNISKE ARBEIDER

Vedlegg E2 - Ingeniørgeologisk beskrivelse

Rissdannelser og bergmassekvaliteten tilsier at det i tunneler stedvis kan bli aktuelt med sikring av sprøytebetong i hengen samt noe bolting. Hyppig veksling av skifrige lag vil også lett føre til økt sikring.

5.3 Svakhetssoner

I eksisterende tverrslag III oppsto det under drivingen stabilitetsproblemer, sannsynligvis knyttet til svakhetszone(r). Dette er omtalt i kap. 3.2. Bortsett fra noe betongutstøpning i tilløpstunnelen, antagelig pga. svakhetssoner, foreligger det ikke informasjon om andre svakhetssoner av betydning i vanntun-nelene.

Det er ikke påvist/tolket store, regionale soner i det aktuelle området, men som vist i figur 1 og tegn. nr. 5007660-206 er det en del antatt små – moderate soner. Mulige svakhetssoner er orientert i 3 hovedretninger, med retning NNØ-SSV i det nordligste området, NV-SØ i det sørligste området og 2-3 soner med retning ØNØ-VSV.

Det antas at de fleste svakhetssonene kan sikres med sprøytebetong og bolter, eventuelt forsterket med ribber.

5.4 Bergtrykk

Det er moderat bergoverdekning med 200 – 300 m. Opptreden av en del riss og småsprekker i bergrom-mene (stasjonshall og trafohall) her kan muligens ha sammenheng med høye spenninger. Ellers antas at rissene for en stor del kan komme av hard sprengning som var vanlig da kraftverket ble bygget i 1950-årene. Dagfjellet i og nær bergoverflaten kan ha tettere oppsprekning pga. frostsprengning og forvitring, se figur 9.

5.5 Grunnvann/lekkasjer

Mulige store vannlekkasjer kan forekomme dersom tunnelen skulle påtreffe karstkanaler i marmor/-kalkstein. På høyre side av inntaksdammen (sett medstrøms) var det store lekkasjer knyttet til karstdannelser (som ble injisert). Det er også på flybildene og i felten sett tegn til karstdannelser i terrengoverflaten.

Ellers forventes lokalt enkelte moderate vannlekkasjer i forbindelse med kanaldannelse langs sprekker i forbindelse med sprekkesoner eller knusningssoner.

Etttersom den nye tilløpstunnelen ligger i relativt kort avstand fra den eksisterende, kan lekkasjer forekomme der det måtte være kanaldannelse langs sprekker.

5.6 Bergkvaliteter og sikring

Tabell 1 og 2 angir antatt fordeling av typiske bergmasser og gjennomsnittlig sikring i de 4 klassene.

Tabell 1: Typiske bergmasser i de ulike bergkvaliteter og antatt fordeling i tilløpstunnel og avløpstunnel

BERGKLASSE	ANTATT FORDELING		TYPISKE BERGMASSE
	Tilløps- og avløpstunnel	Kraftstasjon	
1. God til meget god	20 – 40 %	30 – 60 %	Bergarter med liten til moderat oppsprekning
2. Middels til noe dårlig	30 – 70 %	10 – 40 %	Moderat oppsprukne bergmasser. Inkluderer også sprekkesoner uten leire
3. Dårlig	10 – 30 %	5 – 15 %	Sterkt oppsprukne bergmasser, ofte med tynne leirfyllinger (som i enkelte moderate svakhetssoner)
4. Meget dårlig	0 – 3 %	0 – 1 %	Oppknuste bergmasser med eller uten leire, som i enkelte moderate leirsoner og i store, komplekse knusningssoner.

STATKRAFT**Forespørsel B.0490-ITT-08 Nedre Røssåga Kraftverk, ny stasjon (1 x 225 MW)****BYGGTEKNISKE ARBEIDER****Vedlegg E2 - Ingeniørgeologisk beskrivelse**

I trykksjakt og adkomsttunnel ventes det tilsvarende bergforhold som i de andre tunnelene, men med noe mindre omfang av klasse 3 og 4.

Tabell 2. Gjennomsnittlig sikring i de 4 bergklassene

BERGKLASSE	GJENNOMSNIITTLIG SIKRING I DE ULIKE BERGKLASSENE			
	Bolter	Fiberarmert sprøytebetong	Sprøytebetong-ribber	Andre sikringstiltak
1. God til meget god	alt. A Spredt bolting	-	-	-
	alt. B Få bolter i hengen	6 cm tykk i hengen		
2. Middels til noe dårlig	2,5 x 2,5 m bolting i hengen	6 cm tykk i heng og stedvis i vegger	-	-
3. Dårlig	2 x 2 m bolting i heng og vegger	8 - 12 cm tykk i heng og vegger	-	-
4. Meget dårlig*)	Stedvis forbolting. 1,5 x 1,5 m bolting i heng og vegger	15 cm i heng og vegger, også på stoffen	Stedvis, 1,5-2,5 m ribbe-avstand (+ bolter)	Stedvis sålestøp, event. betong-utstøpning

*) driving med redusert salvelengde

Alt. B under klasse 1 gjelder sikring i adkomsttunnelen. I stasjonshengen ventes sikringen å være 15 cm fiberarmert sprøytebetong og systematisk bolting med 1,5 til 2 m bolteavstand. Her vil det kunne bli nødvendig med seksjonsvis driving og sikring av toppskiven, eventuelt med reduserte salvelengder.